



**VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ**

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

**FAKULTA STAVEBNÍ**

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

**ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ**

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

**NÁVRH JEDNODUCHÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE**

DESIGN OF THE SIMPLE BEAM BRIDGE

**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

BACHELOR'S THESIS

**AUTOR PRÁCE**

AUTHOR

**IVO ZÁBRANSKÝ**

**VEDOUCÍ PRÁCE**

SUPERVISOR

**Doc. Ing. Ladislav Klusáček, CS.c**

**BRNO 2017**



## VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

<b>Studijní program</b>	B3607 Stavební inženýrství
<b>Typ studijního programu</b>	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
<b>Studijní obor</b>	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
<b>Pracoviště</b>	Ústav betonových a zděných konstrukcí

### ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

<b>Student</b>	Ivo Zábranský
<b>Název</b>	Návrh jednoduché mostní konstrukce
<b>Vedoucí práce</b>	doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
<b>Datum zadání</b>	30. 11. 2016
<b>Datum odevzdání</b>	26. 5. 2017

V Brně dne 30. 11. 2016

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.  
Vedoucí ústavu



prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA  
Děkan Fakulty stavební VUT

## PODKLADY A LITERATURA

Podklady a literatura

Podklady:

Příčný a podélný řez, geotechnické poměry

Základní normy:

ČSN 736201: Projektování mostních objektů

ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla

Literatura: na základě doporučení vedoucím práce

## ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Jako protinávrh vůči stávajícímu málo únosnému mostnímu objektu o jednom poli zpracujte dvě až tři studie mostu včetně jejich zhodnocení.

Dále preferujte návrh monolitické trámové konstrukce z předpjatého betonu. Most můžete navrhnout kolmý.

Dimenzování proveďte podle EN v rozsahu stanoveném vedoucím práce.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x)

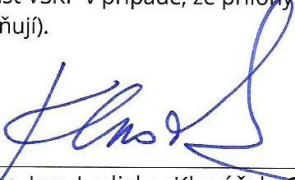
Popisný soubor závěrečné práce (1x)

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

## STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

---

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.  
Vedoucí bakalářské práce

#### Abstrakt

Cílem této práce je navrhnout most o jednom poli jako protinávrh vůči stávajícímu málo únosnému mostu. Most je navržen jako integrovaný z předpjatého betonu T průřezu překonávající vodní tok o délce přemostění 24 metrů. Vnitřní síly na konstrukci byly spočítány pomocí softwaru Rfem 5.01 s následným ručním statickým výpočtem konstrukce dle ČSN EN 1992-1-1 na mezní stav použitelnosti a únosnosti.

#### Klíčová slova

Integrovaný most, předpjatý beton, mezní stav použitelnosti, mezní stav únosnosti

#### Abstract

The aim of this work is to design a bridge for one field as a counter-proposal against the existing low-bridge. The bridge is designed as a prestressed concrete T cross-section overflowing waterway with a length of 24 meters. The internal forces on the structure were calculated using the software Rfem 5.01 with subsequent manual static calculation of the design according to ČSN EN 1992-1-1 for the serviceability limit state and ultimate limit state.

#### Keywords

Integrated bridge, prestressed concrete, serviceability limit state, ultimate limit state

### **Bibliografická citace VŠKP**

ZÁBRANSKÝ, I. *Návrh jednoduché mostní konstrukce*. Brno, 2017. 70s., 310 s.příl.  
Bakalářská práce Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a  
zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

**Prohlášení:**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 26. 5. 2017

.....  
podpis autora  
Ivo Zábranský

### Poděkování

Děkuji panu doc. Ing. Ladislavovi Klusáčkovi, CS.c za odborné vedení práce, věcné připomínky, dobré rady a vstřícnost při konzultacích a vypracování bakalářské práce.

# OBSAH

1	ÚVOD.....	11
2	STÁVAJÍCÍ MÁLO ÚNOSNÁ KONSTRUKCE .....	12
3	NÁVRH NOVÉ KONSTRUKCE MOSTU .....	14
3.1	STUDIE 1.....	14
3.2	STUDIE 2 .....	15
3.3	STUDIE 3.....	16
3.4	STUDIE 4 .....	17
3.5	VÝBĚR NOVÉ KONSTRUKCE MOSTU.....	18
4	NÁVRH KONSTRUKCE MOSTU.....	19
4.1	NOSNÁ KONSTRUKCE .....	19
4.2	MOSTNÍ SVRŠEK .....	19
4.2.1	VOZOVKA.....	19
4.2.2	MOSTNÍ ŘÍMSY .....	19
4.2.3	ZÁCHYTNÉ ZAŘÍZENÍ.....	20
4.2.4	SPODNÍ STAVBA .....	20
4.2.5	Materiál.....	20
5	ZATÍŽENÍ .....	21
5.1	STATICÝ MODEL KONSTRUKCE.....	21
5.2	STÁLÉ ZATÍŽENÍ .....	22
5.2.1	VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE .....	22
5.2.2	OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ .....	22
5.3	ZATÍŽENÍ SILNIČNÍ DOPRAVOU .....	22
5.3.1	ROZDĚLENÍ DO ZATĚŽOVACÍCH PRUHŮ .....	22
5.3.2	MODEL ZATÍŽENÍ LM1 .....	23
5.3.3	ZATÍŽENÍ CHODCI .....	24
5.4	ZATÍŽENÍ KLIMATICKÉ.....	25
5.4.1	ZATÍŽENÍ TEPLOTOU .....	25
5.4.2	ZATÍŽENÍ VĚTREM.....	26
5.5	ZEMNÍ TLAKY .....	27
5.5.1	CHARAKTERISTIKY ZEMINY.....	27



6	VNITŘNÍ SÍLY NOSNÉ KONSTRUKCE .....	29
6.1	VNITŘNÍ SÍLY OD ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ .....	29
6.2	KOMBINACE VÝSLEDKŮ ZATÍŽENÍ .....	30
7	NÁVRH PŘEDPÍNACÍ SÍLY .....	32
7.1	Předpínací síla .....	33
7.1.1	PŘEDPÍNACÍ SÍLA V ČASE $t_0$ PŘI ODHADU 10 % ZTRÁT .....	33
7.1.2	CHARAKTERISTIKY PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE .....	34
7.1.3	NAPÍNACÍ NAPĚTÍ .....	34
7.2	NUTNÁ PLOCHA PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE .....	34
7.3	NUTNÝ POČET LAN PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE .....	34
8	ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ .....	35
8.1	VÝPOČET OKAMŽITÝCH ZTRÁT .....	35
8.1.1	VÝSLEDNÉ OKAMŽITÉ ZTRÁTY .....	35
8.2	DLOUHODOBÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ .....	36
8.2.1	VÝSLEDNÉ DLOUHODOBÉ ZTRÁTY .....	36
8.2.2	PŘEDPÍNACÍ SÍLA V ČASE ŽIVOTNOSTI MOSTU .....	37
9	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI .....	39
9.1	OMEZENÍ NAPĚTÍ V BETONU .....	39
9.1.1	NAPĚTÍ V POLOVINĚ ROZPĚTÍ .....	39
9.1.2	OMEZENÍ NAPĚTÍ V RÁMOVÉM KOUTĚ .....	44
9.2	OMEZENÍ NAPĚTÍ V PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽI .....	49
9.2.1	ČAS $t_0$ : .....	49
9.2.2	ČAS $t_\infty$ : .....	49
9.3	OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLINY .....	49
9.3.1	ODHAD ŠÍŘKY TRHLINY PODLE PRUŽNOSTI .....	49
9.3.2	VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY DLE ČSN EN 1992-1-1 .....	50
9.4	OMEZENÍ PŘETVOŘENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE .....	51
9.4.1	PRUŽNÉ PRŮHYBY .....	52
9.4.2	NEPRUŽNÉ DEFORMACE .....	52
10	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI – OHYB .....	54
11	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI - SMYK .....	56
11.1	VÝPOČET KRITICKÉHO MÍSTA BEZ/S TRHLINOU .....	56
12	KOTEVNÍ OBLAST .....	58

13	ŽELEZOBETONOVÁ STĚNA.....	59
14	VÝPOČET PILOT .....	62
15	MOSTNÍ KŘÍDLA.....	63
16	ZÁVĚR .....	64
17	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ .....	65
18	SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ .....	66
18.1	LATINSKÁ PÍSMENA .....	66
18.2	ŘECKÁ PÍSMENA .....	67
19	SEZNAM OBRÁZKŮ .....	68
20	SEZNAM TABULEK .....	69
21	SEZNAM PŘÍLOH.....	70

# 1 ÚVOD

Úkolém této bakalářské práce je návrh nové mostní konstrukce převádějící pozemní komunikaci přes řeku Úpu v Suchovrších.

Mostní objekt spojuje místní obslužnou komunikaci s průtahem obce komunikace č. 14. Budou navrženy 4 varianty řešení, z nichž jedna bude zvolena k podrobnému zpracování. Zatížení působící na konstrukci budou jednak klimatická dle ČSN EN 1991-1-4: Zatížení větrem, ČSN EN 1991-1-5: Zatížení teplotou a také modely zatížení dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou. Pro výpočet vnitřních sil bude použit software Rfem 5.01 s ručním ověřením vnitřních sil. Výpočet nosné konstrukce bude proveden ručním výpočtem dle ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

Tato textová část popisuje úplný statický výpočet mostního objektu. V příloze bude uvedeno ruční ověření vnitřních sil.

## 2 STÁVAJÍCÍ MÁLO ÚNOSNÁ KONSTRUKCE

Most, o kterém tato práce pojednává se nachází v obci Suchovršice v okrese Trutnov v Královéhradeckém kraji. Nosná konstrukce mostu je tvořena parapetními nosníky s výztužnými žebírky. Most přemostňuje vodní tok řeky Úpy a spojuje místní komunikaci č. 14 u levé opěry s místní obslužnou komunikací u pravé opěry. Na mostu jsou zřetelná místa, kde došlo k odtržení krycí vrstvy betonářské výztuže a následná ztráta soudržnosti mezi betonem a výztuží, silné korozi výztuže a degradace betonu. Na základě vyhodnocení stavu bylo usneseno ke snesení stávající konstrukce a návrh nové konstrukce.



Obrázek 1: Stávající mostní objekt



Obrázek 2: Odtržení krycí vrstvy betonu

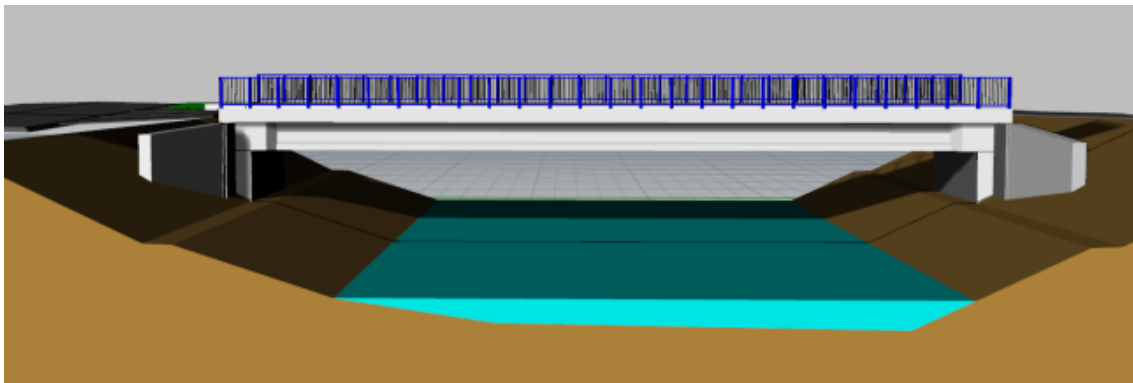


Obrázek 3: Koroze výztuže a degradace betonu

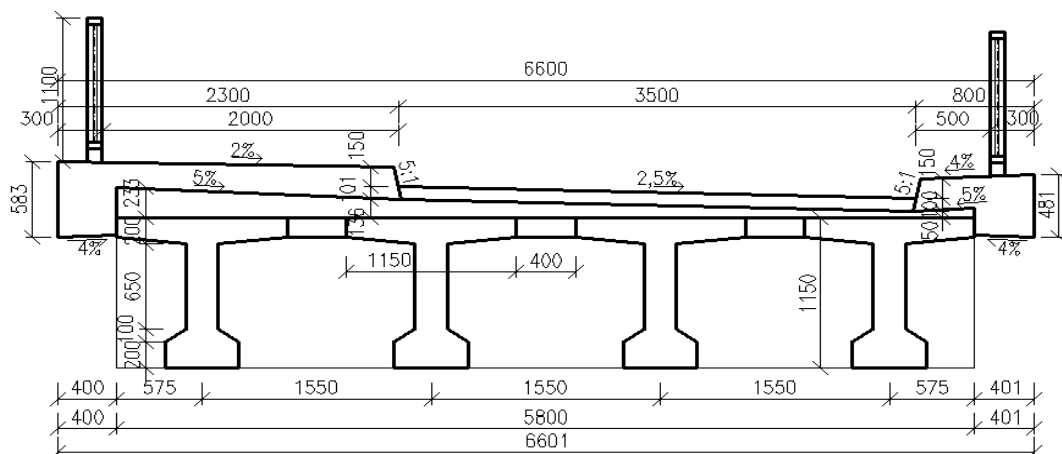
### 3 NÁVRH NOVÉ KONSTRUKCE MOSTU

#### 3.1 STUDIE 1

Hlavní nosná konstrukce je tvořena prefabrikovanými dílci průřezu nesymetrického I profilu. Celková spotřeba betonu pro hlavní nosnou konstrukci je  $67,638 \text{ m}^3$ . Nosná konstrukce je přímo spojena se spodní stavbou na nosnou stěnu šířky 1,0 m a na velkopřůměrové piloty průměru 0,6 m délky 12,0 m. Statický systém nosné konstrukce je rám. Jako pozitivum této konstrukce jsou dobré statické vlastnosti a minimální náklady na údržbu a opravy. Rozpětí mostu je 25,0 m a celková délka mostu je 27,905 m.



Obrázek 4: Studie 1 - Pohled na nosnou konstrukci

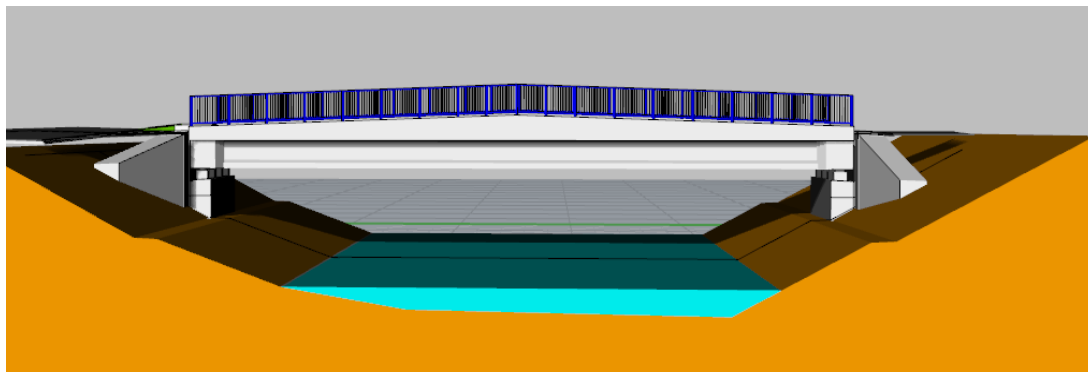


Obrázek 5: Studie 1 - Šířkové uspořádání nosné konstrukce

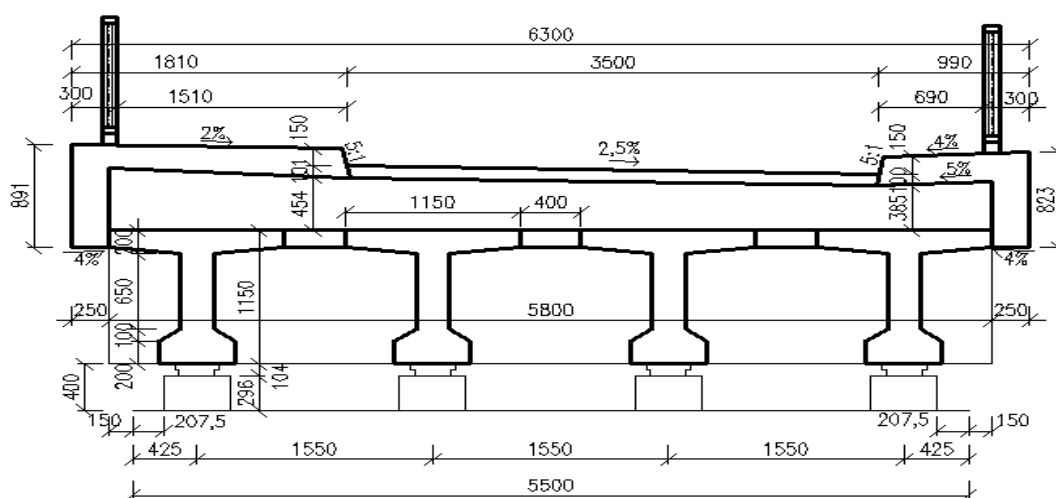


## 3.2 STUDIE 2

Hlavní nosná konstrukce je tvořena prefabrikovanými dílci průřezu nesymetrického I profilu. Na nosné konstrukci je navržena nadbetonovaná mostovka pro vytvoření podélného spádu 2,5 % pozemní komunikace. Celková spotřeba betonu pro hlavní nosnou konstrukci je 90,953 m<sup>3</sup>. Nosná konstrukce je spojena příčnicí a je uložena pomocí hrncových ložisek na opěru osazenou na velkopřůměrových pilotách průměru 0,6 m a délky 12 m. Rozpětí konstrukce je 24,8 m a celková délka mostu je 27,905 m.



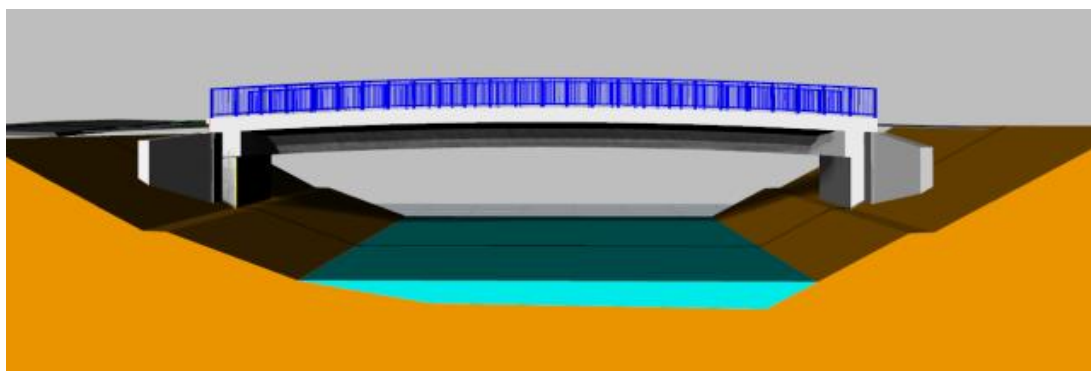
Obrázek 6: Studie 2 - Pohled na nosnou konstrukci mostu



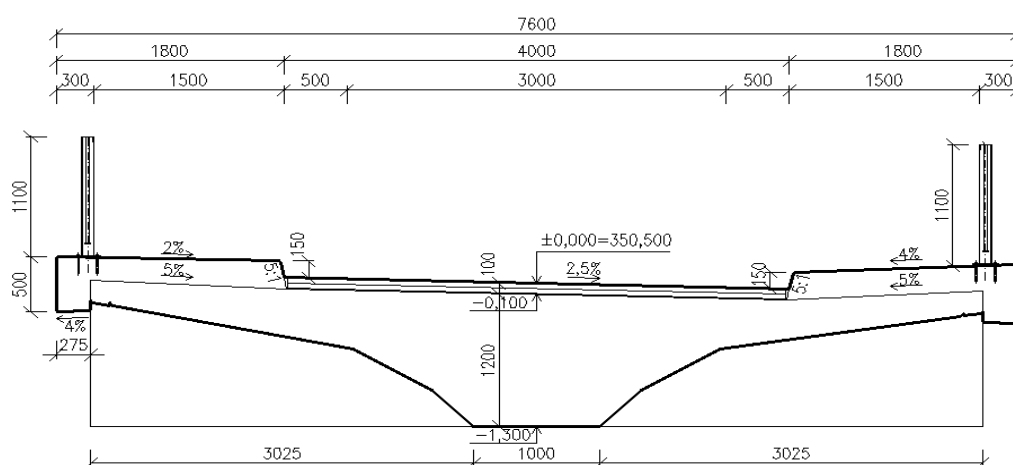
Obrázek 7: Studie 2 - Šířkové uspořádání mostu

### 3.3 STUDIE 3

Hlavní nosná konstrukce je tvořena jednotrámovou nosnou konstrukcí průřezu T z předpjatého betonu. Celková spotřeba betonu pro hlavní nosnou konstrukci je 107,380 m<sup>3</sup>. Hlavní nosná konstrukce je přímo uložena na nosné stěny tloušťky 1,0 m a na velkopřůměrové piloty průměru 0,6 m, délky 12,0 m. Křídla jsou navržena jako dilatovaná u pravého břehu a také jedno křídlo dilatované u levého břehu. Druhé křídlo u levého břehu je tvořeno opěrnou stěnou pozemní komunikace. Statický systém nosné konstrukce je rám. Volbu tohoto systému spočívalo pro výhodné statické vlastnosti systému a také hledisko ekonomické, kdy volbou rámového mostní konstrukce eliminujeme náklady spojené s údržbou a opravami uložení nosné konstrukce. Nevýhodou tohoto systému jsou vyšší náklady na bednění a na vyztužení, ale vzhledem k nízkým nákladům na údržbu je tato nevýhoda kompenzována. Rozpětí nosné konstrukce je 25,0 m a celková délka mostu je 27,905 m.

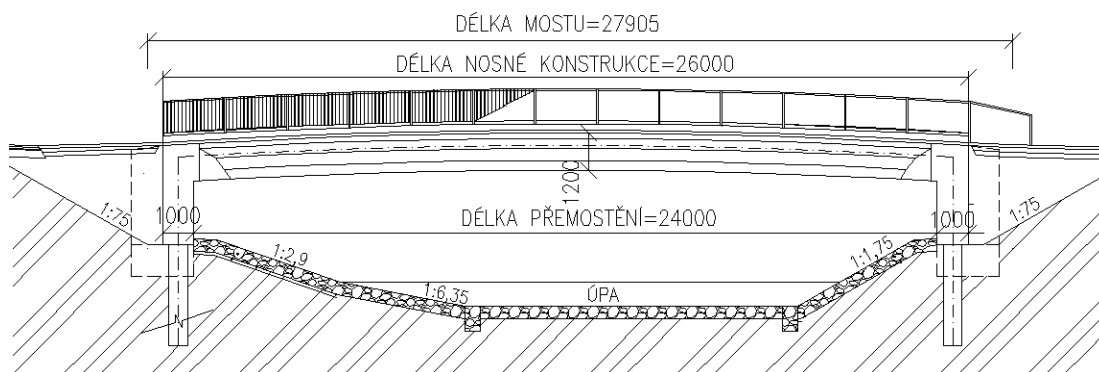


Obrázek 8: Studie 3 - Pohled na nosnou konstrukci



Obrázek 9: Studie 3 - Šířkové uspořádání mostu

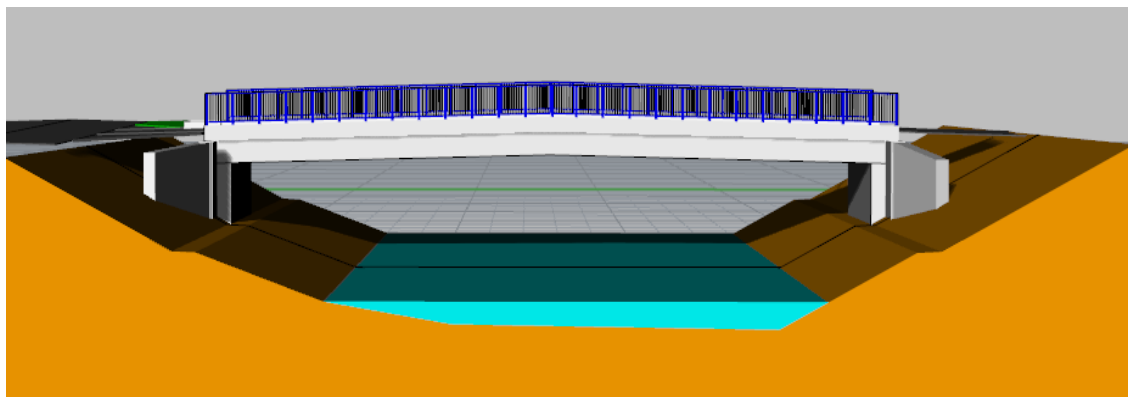




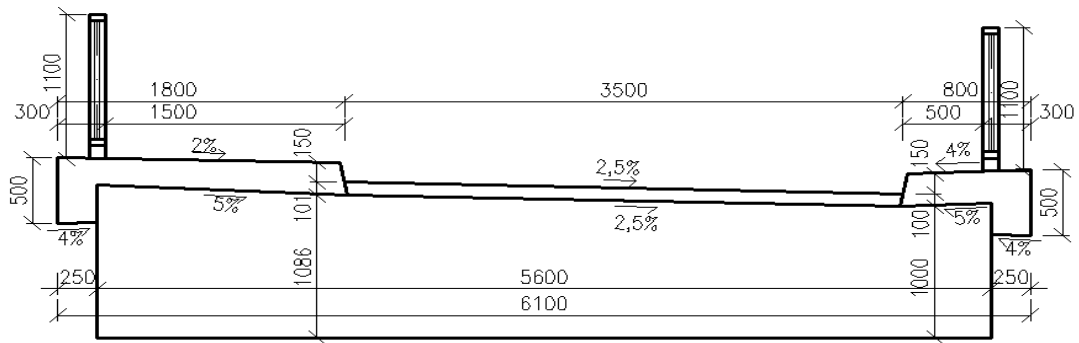
Obrázek 10: Studie 3 - Podélný řez mostu

### 3.4 STUDIE 4

Hlavní nosná konstrukce je tvořena monolitickou předpjatou deskou výšky 1,0 m. Celková spotřeba betonu pro hlavní nosnou konstrukci je  $148,88 \text{ m}^3$ . Jako opěry jsou navrženy nosné stěny tloušťky 1,0 m, které jsou uloženy na velkopřůměrových pilotách průměru 0,6 m délky 12 m. Deska je tvarově lomená pro vytvoření podélného sklonu pozemní komunikace. Jako pozitivum této konstrukce jsou dobrá statické vlastnosti a minimální náklady na údržbu a opravy. Rozpětí mostu je 25,0 m a celková délka mostu je 27,905 m.



Obrázek 11: Studie 4 - Pohled na nosnou konstrukci



Obrázek 12: Studie 4 - Šířkové uspořádání mostu

### 3.5 VÝBĚR NOVÉ KONSTRUKCE MOSTU

Na základě uvedených čtyř studií byla vybrána **STUDIE 3**, která má hlavní nosnou konstrukci tvořenou T průřezem z předpjatého betonu konstrukční výšky 1,2 m. Důvodem výběru této konstrukce spočívalo v její statický systém a také v estetickém hledisku.

## 4 NÁVRH KONSTRUKCE MOSTU

Vzhledem ke stísněným poměrům je most navržen jako jednopruhový se šířkou vozovky 4,0 m. Jízdní pruh je navržen šířky 3,0 včetně krajnic šířky 0,5 m. Navržená šířka vozovky vychází z ČSN 73 6110.

### 4.1 NOSNÁ KONSTRUKCE

Most přes řeku Úpu je navržen jako jednotrámová rámová konstrukce z předpjatého betonu. Hlavní nosná konstrukce je přímo spojená s železobetonovými stěnami, kde vzniká teoretické dokonalé oboustranné vetknutí. Železobetoné stěny jsou uloženy na pilotách, které jsou vetknuté v základové půdě.

Most převádí jednopruhovou místní komunikaci s šířkou vozovky 4,0 m. Na levé straně mostu je navržen chodník o průchozí šířce 1,5 m.

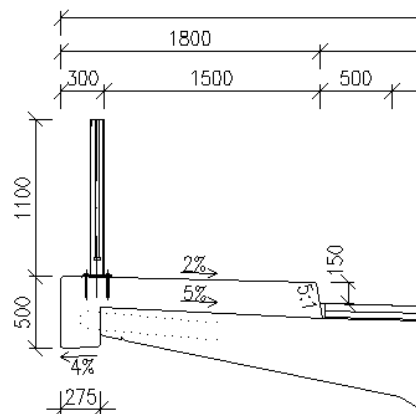
### 4.2 MOSTNÍ SVRŠEK

#### 4.2.1 VOZOVKA

Asfaltový beton pro ohrusné vrstvy	ACO 11	tl. 50 mm
Spojovací postřik		
Asfaltový beton pro ložní vrstvy	ACL 11	tl. 40 mm
Spojovací postřik		
<u>Izolační souvrství</u>		<u>tl. 10 mm</u>
Celkem		tl. 100 mm

#### 4.2.2 MOSTNÍ ŘÍMSY

Římsy budou provedeny jako monolitické z betonu pevnostní třídy C30/37, stupeň vlivu prostředí XC4 a s betonářskou výztuží B500B. Levá římsa bude plnit také funkci chodníku, a proto je její šířka 1,8 m a horní povrch je ve spádu maximálně 2 %. Na levé římsě je osazeno mostní zábradlí typ M2. Pravá římsa je také šířky 1,8 m z důvodu zachování symetrie konstrukce, aby nedocházelo ke kroucení nosné konstrukce od vlastní tíhy. Horní povrch římsy je ve spádu 4 % a je na ni osazeno mostní zábradlí typ M2. Obě římsy jsou vyloženy od nosné konstrukce o 0,275 m.



Obrázek 13: Uspořádání římsy

### 4.2.3 ZÁCHYTNÉ ZAŘÍZENÍ

Po obou stranách nosné konstrukce bude na mostních římsách osazeno mostní zábradlí typ M2 výšky 1,1 m se svislou výplní ve vzdálenosti 0,12 m.

### 4.2.4 SPODNÍ STAVBA

Spodní stavbu mostního objektu budou tvořit železobetonové stěny tloušťky 1,0 m, šířky 7,050 m a výšky 3,19 m. Stěny budou uloženy na velkopřůměrových pilotách průměru 0,6 m a délky 12 m, které budou vetknuty do základové půdy.

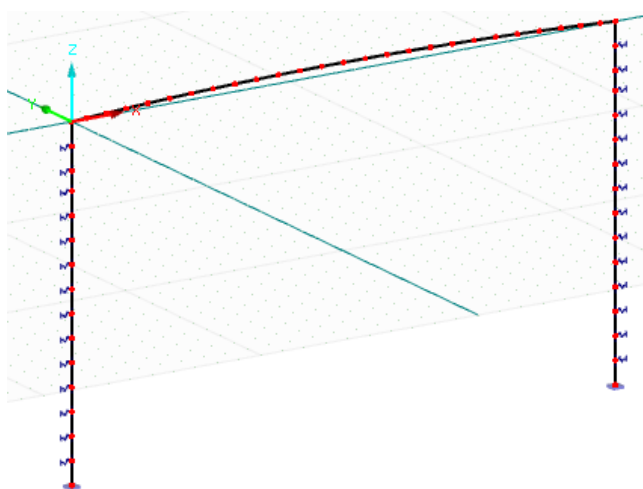
### 4.2.5 Materiál

Na všechny části mostní konstrukce bude použit beton pevnostní třídy C30/37, stupeň vlivu prostředí XC4. Bude použita betonářská výztuž B500B s předpínací výztuž Y1860 S7-15,7.

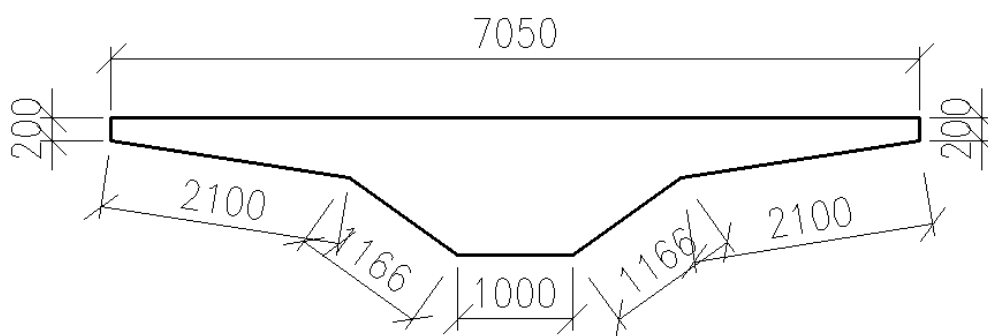
## 5 ZATÍŽENÍ

### 5.1 STATICKÝ MODEL KONSTRUKCE

Pro výpočet vnitřních sil byl použitý prutový rámový model, který bude vetknutý v patách pilot a doplněn pružinkami simulující uložení v základové půdě. Veškeré zatížení, které bude umístěno na model je převedeno na střednici prutu a nahrazeno momenty vlivem excentricity zatížení. Do výpočtového modelu byl dán zjednodušený průřez nosné konstrukce, který svými průřezovými charakteristikami odpovídá skutečnému průřezu.



Obrázek 14: Prutový model mostu



Obrázek 15: Zjednodušený příčný řez pro výpočet vnitřních sil

## 5.2 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

### 5.2.1 VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

Při výpočtu byla vlastní tíha uvažována s objemovou tíhou betonu  $25 \text{ kN/m}^3$ . Zatížení od vlastní tíhy bylo dále převzato z výpočtového modelu.

### 5.2.2 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Do ostatního stálého zatížení jsem zahrnul tíhu říms, kterou jsem si spočítal podle vzorce  $g_{1kr} = A_r \times \gamma_c \text{ [kN/m]}$  a její excentricitu od střednice prutu nahradil ohybovým momentem v příčném směru viz příloha P3. Statický výpočet.

Pro výpočet zatížení vozovkou bylo uvažováno objemová tíha asfaltové směsi  $25 \text{ kN/m}^3$  a objemová tíha izolačního postřiku  $1,4 \text{ kN/m}^3$ . Zatížení vozovkou bylo spočítáno ve dvou stavech a to v supremu a infinu.

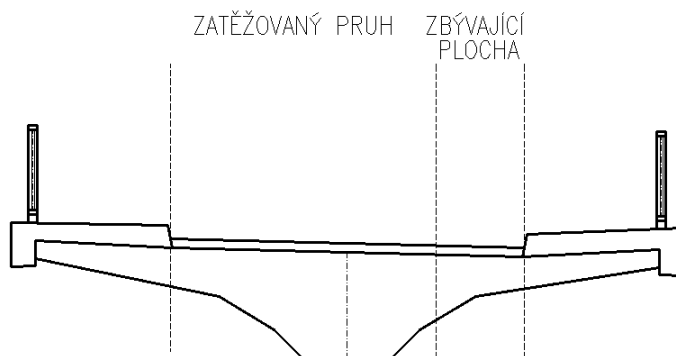
Zatížení mostním zábradlím bylo převedeno na liniová zatížení o intenzitě  $0,5 \text{ kN/m}$  a doplněno ohybovými momenty vlivem excentricity od střednice prutu.

## 5.3 ZATÍŽENÍ SILNIČNÍ DOPRAVOU

Pro návrh mostní konstrukce byl použit model zatížení LM1 a zatížení chodce podle sestavy zatížení gr1a.

### 5.3.1 ROZDĚLENÍ DO ZATĚŽOVACÍCH PRUHŮ

Vozovka mostního objektu byla rozdělena na zatěžovaný pruh šířky  $3,0 \text{ m}$  a zbývající plochu šířky  $1,0 \text{ m}$ .



Obrázek 16: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

### 5.3.2 MODEL ZATÍŽENÍ LM1

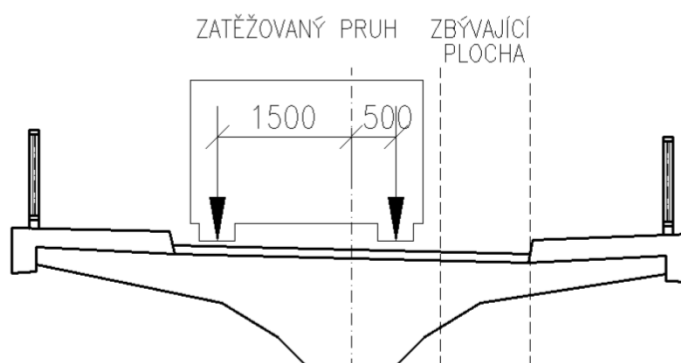
Model zatížení LM1 se skládá ze soustředěného zatížení od dvounápravy (TS) a z rovnoměrného zatížení (UDL). Jelikož se mostní objekt nachází na místní obslužné komunikaci budou použity regulační součinitele  $\alpha$  pro ČR pro druhou skupinu pozemních komunikací. Zatížení dvounápravou jsem získal vynásobením nápravové síly  $Q_{1k} = 300$  kN s regulačním součinitelem  $\alpha_{Q1} = 0,8$  v zatížení jednou nápravou **240 kN**. Rovnoměrné zatížení působí zatížením **4 kN/m<sup>2</sup>**.

Tabulka 1: Regulační součinitele  $\alpha$  pro ČR pro 2. skupinu pozemních komunikací dle ČSN EN 1991-2

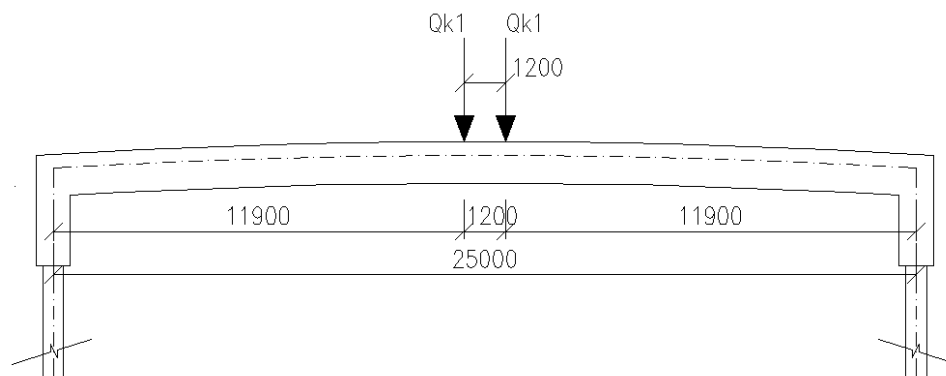
$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q1} (i>2)$ a $\alpha_{qr}$
0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

Tabulka 2: Charakteristické hodnoty TS a UDL včetně dynamického součinitele dle ČSN EN 1991-2

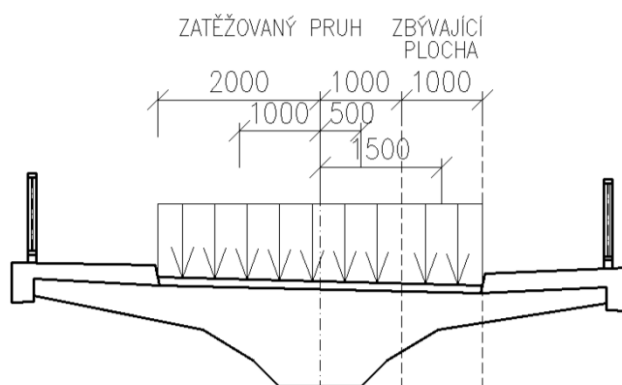
Umístění	Dvounáprava (TS)	Rovnoměrné zat. (UDL)
	$Q_{ik}$	$q_{ik}$ (nebo $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
pruh č. 1	300	9
pruh č. 2	200	2,5
pruh č. 3	100	2,5
ostatní pruhy	0	2,5
zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5



Obrázek 17: Umístění dvounápravy do zatěžovaného pruhu



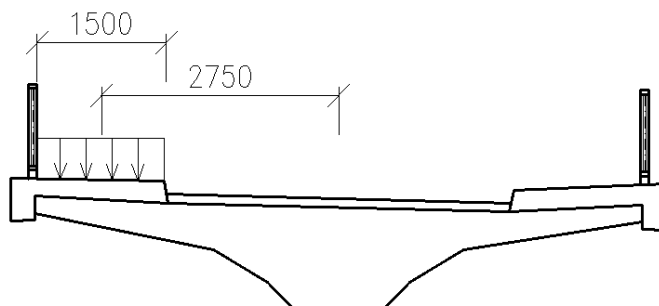
Obrázek 18: Umístění dvojnápravy v podélném směru pro vyvození nejnepříznivějšího účinku



Obrázek 19: Umístění rovnoměrného zatížení v příčném směru

### 5.3.3 ZATÍŽENÍ CHODCI

Zatížení chodci je uvažováno  $3 \text{ kN/m}^2$  po celé ploše chodníku dle sestavy zatížení grla dle ČSN EN 1991-2.



Obrázek 20: Zatížení chodci



## 5.4 ZATÍŽENÍ KLIMATICKÉ

Vzhledem k tomu, že se jedná o rámovou konstrukci bylo nutno zahrnout do zatížení modelu konstrukce i zatížení klimatická, kde se projevil vliv teploty příznivě i nepříznivě a také účinky větru, které působí na konstrukci ze strany.

### 5.4.1 ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

Zatížení teplotou je určeno dle ČSN EN 1991-1-5. Nosná konstrukce spadá do typu nosné konstrukce 3 – betonový nosník. Výchozí teplota betonáže je  $T_0 = 10\text{ °C}$ .

#### 5.4.1.1 MINIMÁLNÍ A MAXIMÁLNÍ TEPLOTY VZDUCHU

Minimální hodnoty teploty vzduchu  $T_{\min}$  a maximální hodnoty teploty vzduchu  $T_{\max}$  byly zjištěny pomocí mapy maximálních a minimálních teplot ve stínu podle Národní přílohy NA.1 dle ČSN EN 1991-1-5, kde  $T_{\min} = -32\text{ °C}$  a  $T_{\max} = 38\text{ °C}$ .

#### 5.4.1.2 ROVNOMĚRNÁ SLOŽKA TEPLOTY

Minimální rovnoměrná složka teploty

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8\text{ °C}$$

$$T_{e,\min} = -32 + 8$$

$$T_{e,\min} = -24\text{ °C}$$

Maximální rovnoměrná složka teploty

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5\text{ °C}$$

$$T_{e,\max} = 38 + 1,5$$

$$T_{e,\max} = 39,5\text{ °C}$$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostu

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min}$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} = 10 - (-24)$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} = 34\text{ °C}$$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení mostu

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = 39,5 - 10$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = 29,5\text{ °C}$$

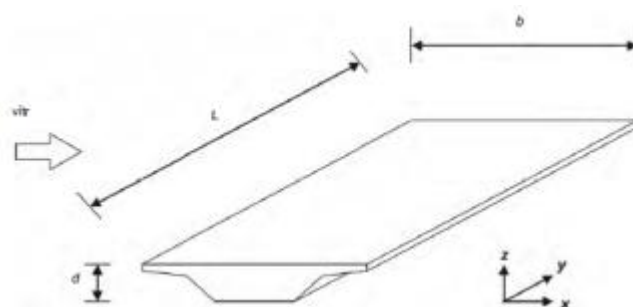
## 5.4.2 ZATÍŽENÍ VĚTREM

Zatížení větrem bylo spočítáno dle ČSN EN 1991-1-4. Do výpočtu bylo použito zatížení působící na nosnou konstrukci ze strany. Tlak/sání větru nebylo uvažováno při výpočtu nosné konstrukce.

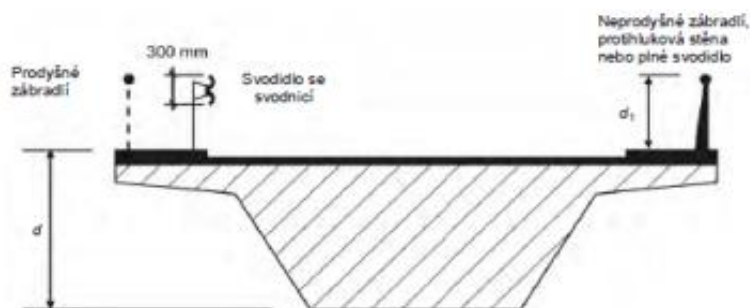
Výsledné hodnoty provedené výpočtem:

Základní rychlost větru $v_b$ :	25 m/s
Střední rychlost větru $v_{m(z)}$ :	21,75 m/s
Intenzita turbulence $I_{v(z)}$ :	0,22
Maximální dynamický tlak $q_{p(z)}$ :	0,751 kN/m <sup>2</sup>
Referenční plocha $A_{ref,x}$ :	4,3401 m <sup>2</sup>
Součinitel sil ve směru x $c_{f,x}$ :	1,34
Síly ve směru x – zjednodušeně $F_w$ :	9,562 kN

Podrobný postup výpočtu viz příloha P3. Statický výpočet.



Obrázek 21: Směry zatížení větrem na mostech [zdroj ČSN EN 1991-1-4]



Obrázek 22: Referenční plochy  $A_{ref,x}$  [zdroj ČSN EN 1991-1-4]

## 5.5 ZEMNÍ TLAKY

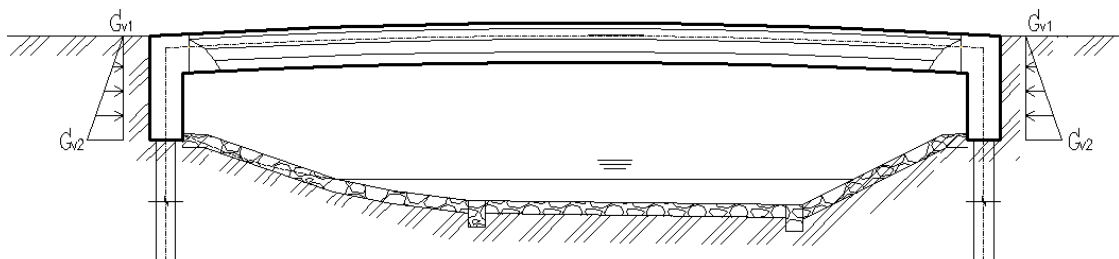
Zemní tlaky budou spočítány pouze ve výšce železobetonové stěny. Vzhledem k tuhosti rámové konstrukce byly uvažovány zemní tlaky v klidu.

### 5.5.1 CHARAKTERISTIKY ZEMINY

Zemina:	štěrk hlinitý G-F
Objemová tíha:	18 kN/m <sup>3</sup>
Úhel tření $\varphi$ :	30°
Soudržnost $c$ :	0 kPa
Tření $\delta$ :	0
Koeficient klidového tlaku $K_0$ :	0,5

#### 5.5.1.1 ZEMNÍ TLAKY BEZ PŘÍTÍŽENÍ DOPRAVOU

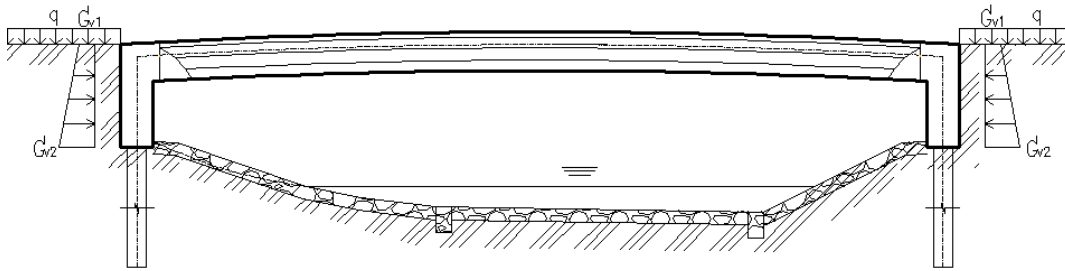
Do výpočtu zemních tlaků byla zahrnuta pouze vlastní tíha zeminy a přetížení vozovkou na zemině



Obrázek 23: Průběh zemních tlaků na železobetonové stěně

Kde:  $\sigma_{O1} = 1,60 \text{ kN/m}^2$   
 $\sigma_{O2} = 27,06 \text{ kN/m}^2$

#### 5.5.1.2 ZEMNÍ TLAKY S PŘÍTÍŽENÍM DOPRAVOU



Obrázek 24: Průběh zemních tlaků na železobetonové stěně včetně dopravy

Kde:  $\sigma_{O1} = 19,60 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{O2} = 45,06 \text{ kN/m}^2$

Pro zatížení soustředěným zatížením od dvojnápravy byla použita náhradní plocha pro roznášení zeminou 3,0 m x 5,0 m dle ČSN EN 1991-2. Rovnoměrné zatížení bude rozneseno po šířce vozovky v plné hodnotě.

Podrobný výpočet zemních tlaků viz příloha P3. Statický výpočet.

## 6 VNITŘNÍ SÍLY NOSNÉ KONSTRUKCE

### 6.1 VNITŘNÍ SÍLY OD ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

Jelikož je nosná konstrukce modelována prutovým rámovým modelem nachází se na modelu dvě kritická místa, kde se výrazně projevují nepříznivé účinky zatížení. Kritická místa v rámového modelu jsou v polovině rozpětí – v poli a také ve vetknutí - rámovém koutě.

Výsledky od jednotlivých zatěžovacích stavů jsou zobrazeny v tabulce 3, kde  $N_{Ek}$  je normálová síla působící ve směru osy x a  $M_{Ek}$  je moment  $M_y$  z prutového modelu. Veškeré výsledky byly získány ze softwaru Rfem 5.01.

Tabulka 3: Vnitřní síly nosné konstrukce v jednotlivých zatěžovacích stavech

Zatěžovací stavy		Rámový kout			L/2		
		$N_{Ek}[kNm]$	$V_{Ek}[kN]$	$M_{Ek}[kNm]$	$N_{Ek}[kNm]$	$V_{Ek}[kN]$	$M_{Ek}[kNm]$
1	Vlastní tíha	-796,360	1377,200	-4298,100	-721,500	0,000	3909,700
2	Římsy	-180,900	299,100	-981,010	-163,550	0,000	888,730
3	Vozovka+izolace,sup	-102,100	168,800	-553,660	-92,303	0,000	501,570
4	Vozovka+izolace,inf	-58,373	96,510	-316,540	-52,773	0,000	286,770
5	Zábradlí	-7,324	12,109	-39,717	-6,621	0,000	35,981
6	Chodci	-32,958	54,491	-178,730	-29,796	0,000	161,910
7	LM1-UDL	-118,280	195,560	-641,430	-106,940	0,000	581,090
8	LM1-TS_maxM	-204,900	228,820	-1143,800	-191,490	0,000	1641,700
9	LM1-TS_maxV	-43,801	469,180	-133,540	-16,963	-9,084	34,523
10	Vítr-levý	0,000	4,790	19,041	0,000	0,000	-10,926
11	Vítr-pravý	0,000	-4,790	-19,041	0,000	0,000	10,926
12	Teplota_zima	250,480	14,313	1933,600	250,890	0,013	2026,500
13	Teplota_léto	-648,740	-37,071	-3600,200	-649,800	-0,033	-3814,600
14	Horninový tlak bez dopravy	-194,280	-11,102	-63,200	-194,600	-0,010	-127,420
15	Horninový tlak s dopravou plný	-485,270	-27,769	-119,900	-486,060	-0,025	-280,300
16	Horninový tlak s dopravou levý	-338,200	-46,966	266,660	-340,329	-27,584	-203,689
17	Horninový tlak s dopravou pravý	-341,350	8,107	-422,530	-340,331	27,550	-204,027
18	Předpětí_13C15	-10641,200	1777,080	6040,420	-10721,500	0,000	-5220,200

## 6.2 KOMBINACE VÝSLEDKŮ ZATÍŽENÍ

Pro posouzení omezení napětí bylo potřeba stavovit kombinace pro charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci. Pro mezní stav únosnosti byly vypočteny kombinace podle kombinačních rovnic 6.10a a 6.10b podle návrhové situace STR/GEO soubor B. Vzhledem k tomu, že je konstrukce zatížená teplotou byly kombinace pro mezní stav použitelnosti rozděleny na letní a zimní období.

Kombinační rovnice pro SLS dle ČSN EN 1990, kapitola 6

Charakteristická kombinace

$$M_{Ek} = G_{kj,sup} + P + Q_{k,1} + \psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Častá kombinace

$$M_{Ek,\psi 1} = G_{kj,sup} + P + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace

$$M_{Ek,\psi 2} = G_{kj,sup} + P + \psi_{2,1}Q_{k,1} + \psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Jelikož software Rfem 5.01 neobsahoval kombinační součinitele pro zatížení dopravou, byly kombinace v softwaru Rfem 5.01 nastaveny ručně podle daných kombinačních rovnic a kombinačních součinitelů, aby výsledky odpovídaly pro dopravní zatížení.

Tabulka 4: Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti

		L/2		Rámový kout	
Kombinace		$N_{Ek}[kN]$	$M_{Ek}[kNm]$	$N_{Ek}[kN]$	$M_{Ek}[kNm]$
Letní období	Kvazistálá	11513,800	-1922,950	11865,100	-1922,950
	častá	11970,700	-137,404	12012,200	-2981,220
	charakteristická	12398,200	191,330	12451,000	-4150,730
Zimní období	Kvazistálá	11388,400	1194,080	11540,700	830,947
	častá	11774,600	2659,330	12214,300	-674,121
	charakteristická	12162,900	3547,210	11814,900	-84,058

Kombinační rovnice pro ULS dle ČSN EN 1990, kapitola 6

6.10a

$$M_{Ed} = \gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup} + \gamma_pP + \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1} + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

6.10b

$$M_{Ed} = \xi \gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup} + \gamma_pP + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

*Tabulka 5: Kombinace pro mezní stav únosnosti*

Kombinační rovnice	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
6.10a	1626,350	10883,100
6.10b	1592,820	10646,100

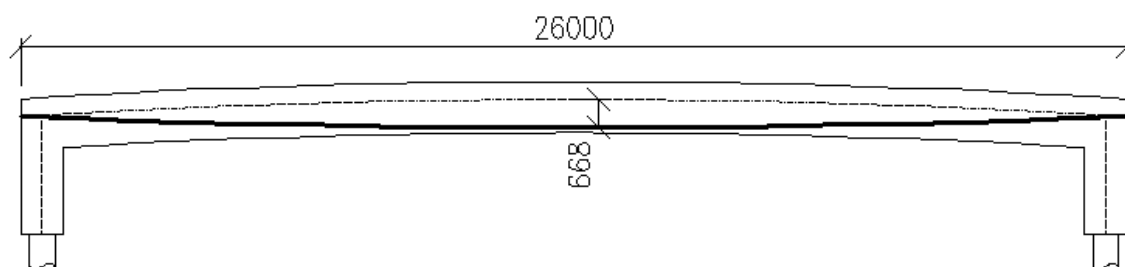
Kombinační rovnice pro mezní stav únosnosti byly opět nadefinovány do softwaru Rfem 5.01 ručně podle kombinačních rovnic a součinitelů pro zatížení dopravou.

## 7 NÁVRH PŘEDPÍNACÍ SÍLY

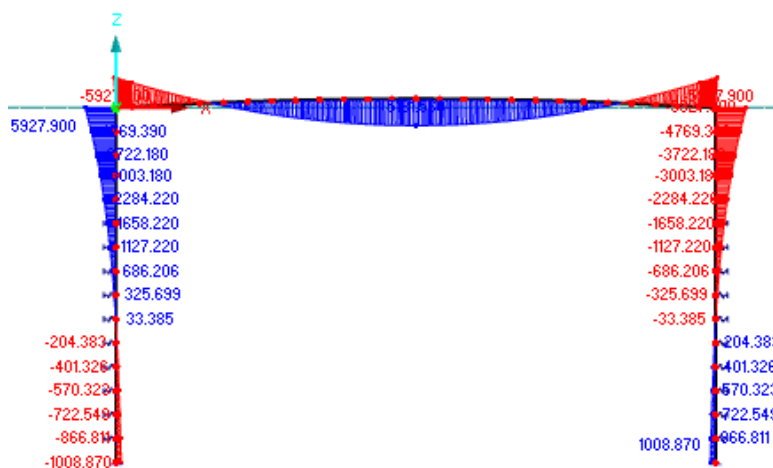
Předpínací síla byla navržena pro vyrovnání účinků vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení.

Jelikož se jedná o iterační postup bylo použito tabulkového softwarového programu Excel.

Průběh kabelu je navržen, aby byl afinní průběhu ohybového momentu od stálého zatížení. Předpětí bylo navrženo pomocí ekvivalentního zatížení odpovídající parabolickému průběhu kabelu s tím, že ideální návrh kabelu je, aby kabel byl v polovině rozpětí vzdálen 0,668 m od střednice nosníku a v rámovém koutě zakotven ve střednici hlavní nosné konstrukce, aby nevznik přídavný ohybový moment vlivem excentricity uložení kotvy kabelu.

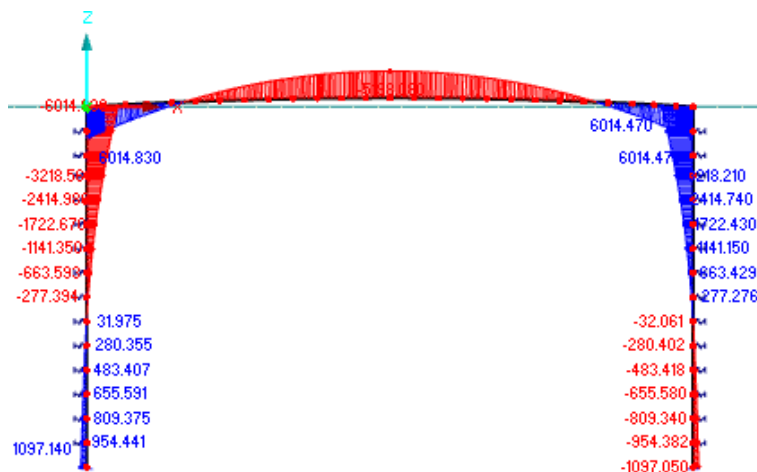


Obrázek 25: Schéma průběhu kabelu hlavní nosnou konstrukcí

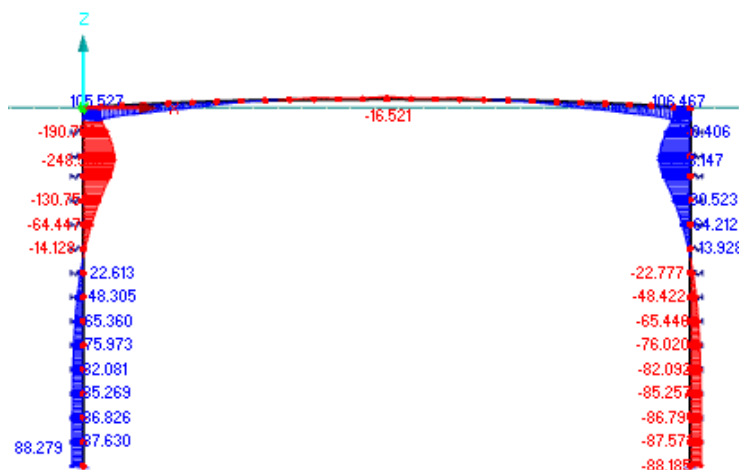


Obrázek 26: Průběh ohybových momentů od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení





Obrázek 27: Průběh ohybových momentů od předpětí



Obrázek 28: Průběh ohybových momentů po vyrovnání účinků zatížení

## 7.1 Předpínací síla

Předpínací síla, která byla určena iteračně pro vyrovnání účinků zatížení vlivem vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení je v čase  $t_\infty$  hodnoty  $P_\infty = 11750$  kN.

### 7.1.1 PŘEDPÍNACÍ SÍLA V ČASE $t_0$ PŘI ODHADU 10 % ZTRÁT

Jedná se o předpínací sílu v čase napnutí a zakotvení předpínací výztuže.

$$P_{m0} = \frac{P_\infty}{(1-0,1)} = \frac{11750}{0,9} = 13056,0 \text{ kN}$$

### 7.1.2 CHARAKTERISTIKY PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

Předpínací výztuž byla zvolena Y1860 S7-15,7

Charakteristická pevnost $f_{pk}$ :	1860 MPa
Smluvní mez kluzu $f_{p0,1k}$ :	1640 MPa
Plocha jednoho lana $A_{p1}$ :	150 mm <sup>2</sup>
Modul pružnosti předpínací výztuže $E_p$ :	195 GPa
Součinitel tření mezi výztuží a kanálkem $\mu$ :	0,19
Součinitel nezámyslených úhlových změn $k$ :	0,01
Pokluz v kotvě $\delta_{ad}$ :	6 mm

Hodnoty převzaty z technického katalogu výrobce FREYSSINET

### 7.1.3 NAPÍNACÍ NAPĚTÍ

Maximální napínací napětí $\sigma_{p,max}$ :	1476 MPa
Napětí po vnesení předpětí do betonu $\sigma_{pm0}$ :	1328,4 MPa
Maximální napětí po vnesení předpětí do betonu $\sigma_{pm0,max}$ :	1394 MPa
Napětí na konci životnosti konstrukce $\sigma_{pm\infty}$ :	1195,56 MPa

Podrobný výpočet napínacích napětí viz příloha P3. Statický výpočet.

## 7.2 NUTNÁ PLOCHA PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

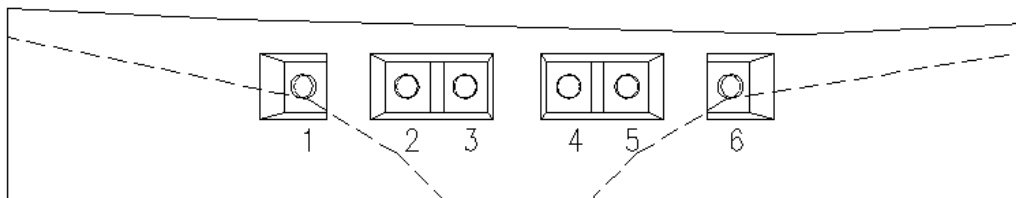
$$A_{p,req} = \frac{P_{m0}}{\sigma_{pm0}} = \frac{13056,0}{1328,4} = 9828,37 \text{ mm}^2$$

## 7.3 NUTNÝ POČET LAN PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

Plocha jednoho lana  $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{A_{p,req}}{A_{p1}} = \frac{9828,37}{150,0} = 65,5 \rightarrow 66 \text{ lan}$$

Navrženo 66 lan  $A_{p,prov} = 9900,0 \text{ mm}^2$  s 6 kusy kotev FREYSSINET 13C15 po 11 lanech v kotvě.



Obrázek 29: Schéma uspořádání kotev v příčniku

## 8 ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ

Ztráty předpětí budou spočítány ručním výpočtem v polovině rozpětí nosné konstrukce pro náhradní průměrný kabel.

### 8.1 VÝPOČET OKAMŽITÝCH ZTRÁT

Okamžité ztráty jsou ztráty, které vznikají při napínání, kdy se předpínací výztuž tře o stěny kabelového kanálku s následným vznikem ztráty vlivem pokluzu kotevních kuželíků po zakotvení předpínací výztuže.

#### 8.1.1 VÝSLEDNÉ OKAMŽITÉ ZTRÁTY

Maximální napínací napětí:

$$\sigma_{p,max} = 1476 \text{ MPa}$$

Ztráta třením:

$$\Delta\sigma_{p\mu(L/2)} = -112,022 \text{ MPa}$$

Ztráta pokluzem při kotvení:

$$\Delta\sigma_{psl(L/2)} = -24,581 \text{ MPa}$$

Ztráta postupným napínáním:

$$\Delta\sigma_{pel} = -26,333 \text{ MPa}$$

Ztráta krátkodobou relaxací:

$$\Delta\sigma_{pr} = -3,975 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{p,max} + \Delta\sigma_{p\mu} + \Delta\sigma_{psl} + \Delta\sigma_{pel} + \Delta\sigma_{pr}$$

$$\sigma_{pm0} = 1476 + (-112,022) + (-24,581) + (-26,333) + (-3,975)$$

$$\sigma_{pm0} = \mathbf{1309,089 \text{ MPa}}$$

$$P_{m,0} = \sigma_{pm0} \times A_p$$

$$P_{m,0} = 1309,089 \times 9900$$

$$P_{m,0} = \mathbf{12959,982 \text{ kN}}$$

Procentuální vyjádření ztrát

$$\% = \left( \frac{\sigma_{p,\max} - \sigma_{pm0}}{\sigma_{p,\max}} \right) \times 100 = \left( \frac{1476 - 1309,089}{1476} \right) \times 100$$

$$\% = 11,31 \%$$

Tabulka 6: Porovnání ztrát vypočtených a předpokládaných

	Vypočtené	Předpokládané
$\sigma_{pm0}$	1309,089	1328,400
$P_{m,0}$	12959,982	13151,160
%	11,31	10,00

## 8.2 DLOUHODOBÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ

Dlouhodobé změny předpětí jsou časově závislé změny napětí, které trvají po celou dobu životnosti konstrukce. Jedná se o ztráty smršťováním betonu od vysychání a autogenního smršťování, dotvarováním betonu, pružným přetvořením betonu od přetížení svrškem mostu a zatížením od dopravy a dlouhodobou relaxací výztuže. Výpočet dlouhodobých ztrát byl proveden na průřezu oslabeném kanálky.

Časová osa

Betonování hlavní nosné konstrukce:	0 den
Ošetřování betonu:	$t_s = 7$ dní
Předepnutí hlavní nosné konstrukce:	$t_0 = 14$ den
Zatížení svrškem mostu:	$t_g = 46$ den
Uvedení mostu do provozu:	$t_q = 76$ den
Dlouhodobá relaxace:	$t_r = 20805$ dní
Životnost konstrukce:	$t_\infty = 36500$ dní

### 8.2.1 VÝSLEDNÉ DLOUHODOBÉ ZTRÁTY

Ztráta smršťováním betonu:	$\Delta\sigma_{ps(t_\infty)} = -39,806$ MPa
Ztráta dotvarováním betonu ( $t_\infty, t_g$ ):	$\Delta\sigma_{pc(t_\infty, t_g)} = 18,048$ MPa
Ztráta dotvarováním betonu ( $t_\infty, t_0$ ):	$\Delta\sigma_{pc(t_\infty, t_0)} = -102,425$ MPa
Ztráta dlouhodobou relaxací výztuže:	$\Delta\sigma_{pr(t_\infty, t_0)} = -52,747$ MPa
Ztráta pružným přetvořením betonu od svršku:	$\Delta\sigma_{pel, g1} = 13,147$ MPa

$$\Delta\sigma_{p, c+s+r(t_\infty)} = \frac{\Delta\sigma_{ps(t_\infty)} + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr(t_\infty)} + \Delta\sigma_{pc(t_\infty, t_0)}}{1 + \psi_{c,r}[1 + 0,8\phi(t_\infty, t_0)]} + \frac{\Delta\sigma_{pc(t_\infty, t_g)}}{1 + \psi_{c,r}[1 + 0,8\phi(t_\infty, t_g)]}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r(t\infty)} = \frac{-39,806+0,8*(-52,747)+(-102,425)}{1+0,0741(1+0,8*1,680)} + \frac{18,048}{1+0,0741(1+0,8*1,483)}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r(t\infty)} = \mathbf{-141,604 \text{ MPa}}$$

Vzhledem k tomu, že hlavní nosná konstrukce je zatížena teplotou bude ztráta pružným přetvořením od proměnného zatížení rozdělena na letní a zimní období.

### Letní období

Ztráta pružným přetvořením betonu v čase  $t_q$  charakteristická kombinace:

$$\Delta\sigma_{pel,q} = -0,077 \text{ MPa}$$

Ztráta pružným přetvořením betonu v čase  $t_q$  častá kombinace:

$$\Delta\sigma_{pel,q\psi 1} = -4,306 \text{ MPa}$$

### Zimní období

Ztráta pružným přetvořením betonu v čase  $t_q$  charakteristická kombinace:

$$\Delta\sigma_{pel,q} = 33,852 \text{ MPa}$$

Ztráta pružným přetvořením betonu v čase  $t_q$  častá kombinace:

$$\Delta\sigma_{pel,q\psi 1} = 23,969 \text{ MPa}$$

## 8.2.2 PŘEDPÍNACÍ SÍLA V ČASE ŽIVOTNOSTI MOSTU

Kvazistálá kombinace

$$\sigma_{pm\infty} = \sigma_{pm0} + \Delta\sigma_{p,c+s+r(t\infty)} = 1309,089 + (-141,604)$$

$$\sigma_{pm\infty} = \mathbf{1167,485 \text{ MPa}}$$

$$P_{m,\infty} = \sigma_{pm\infty} \times A_p = 1167,485 \times 9900$$

$$P_{m,\infty} = 11558104,0 \text{ N} = \mathbf{11558,104 \text{ kN}}$$

$$\% = \left( \frac{\sigma_{pm0} - \sigma_{pm\infty}}{\sigma_{pm0}} \right) \times 100 = \left( \frac{1309,089 - 1167,485}{1309,089} \right) \times 100$$

$$\% = 10,82 \%$$

Tabulka 7: Porovnání ztrát vypočtených a předpokládaných

	Vypočtené	Předpokládané
$\sigma_{pm\infty}$	1167,485	1195,560
$P_{m\infty}$	11558,104	11836,040
%	10,82	10,00

**Letní období**

Charakteristická kombinace

$$\sigma_{pm\infty,q} = \sigma_{pm\infty} + \Delta\sigma_{pel,q} = 1167,485 + (-0,077)$$

$$\sigma_{pm\infty,q} = 1167,408 \text{ MPa}$$

$$P_{m\infty,q} = \sigma_{pm\infty, \text{char}} \times A_p = 1167,408 \times 9900$$

$$P_{m\infty,q} = 11557340,0 \text{ N} = \mathbf{11557,340 \text{ kN}}$$

Častá kombinace

$$\sigma_{pm\infty,q\psi1} = \sigma_{pm\infty} + \Delta\sigma_{pel,q\psi1} = 1167,408 + (-4,306)$$

$$\sigma_{pm\infty,q\psi1} = 1163,180 \text{ MPa}$$

$$P_{m\infty,q\psi1} = \sigma_{pm\infty,\psi1} \times A_p = 1163,180 \times 9900$$

$$P_{m\infty,q\psi1} = 11515479,0 \text{ N} = \mathbf{11515,479 \text{ kN}}$$

**Zimní období**

Charakteristická kombinace

$$\sigma_{pm\infty,q} = \sigma_{pm\infty} + \Delta\sigma_{pel,q} = 1167,485 + (33,852)$$

$$\sigma_{pm\infty,q} = 1201,338 \text{ MPa}$$

$$P_{m\infty,q} = \sigma_{pm\infty,q} \times A_p = 1201,338 \times 9900$$

$$P_{m\infty,q} = 11893243,0 \text{ N} = \mathbf{11893,243 \text{ kN}}$$

Častá kombinace

$$\sigma_{pm\infty,q\psi1} = \sigma_{pm\infty} + \Delta\sigma_{pel,q\psi1} = 1167,485 + 23,969$$

$$\sigma_{pm\infty,q\psi1} = 1191,454 \text{ MPa}$$

$$P_{m\infty,q\psi1} = \sigma_{pm\infty,q\psi1} \times A_p = 1191,454 \times 9900$$

$$P_{m\infty,q\psi1} = 11795398,0 \text{ N} = \mathbf{11795,398 \text{ kN}}$$

Podrobný výpočet ztrát předpětí viz příloha P3. Statický výpočet.

## 9 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

V mezním stavu použitelnosti bylo posouzeno omezení napětí v betonu v rámovém koutu a také v polovině rozpětí. Dále bylo posouzeno napětí ve výztuži se zahrnutými ztrátami předpětí v čase po zakotvení předpínací výztuže a v čase životnosti mostního objektu. Při vzniku trhliny byla posouzena šířka trhliny a omezení přetvoření mostního objektu.

### 9.1 OMEZENÍ NAPĚTÍ V BETONU

Kombinace pro mezní stav použitelnost byly sestaveny a vypočteny v programu Rfem 5.01 podle kombinačních rovnic.

Tabulka 8: Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti

		L/2		Rámový kout	
Kombinace		$N_{Ek}[kN]$	$M_{Ek}[kNm]$	$N_{Ek}[kN]$	$M_{Ek}[kNm]$
Letní období	Kvazistálá	11513,800	-1922,950	11865,100	-1922,950
	častá	11970,700	-137,404	12012,200	-2981,220
	charakteristická	12398,200	191,330	12451,000	-4150,730
Zimní období	Kvazistálá	11388,400	1194,080	11540,700	830,947
	častá	11774,600	2659,330	12214,300	-674,121
	charakteristická	12162,900	3547,210	11814,900	-84,058

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

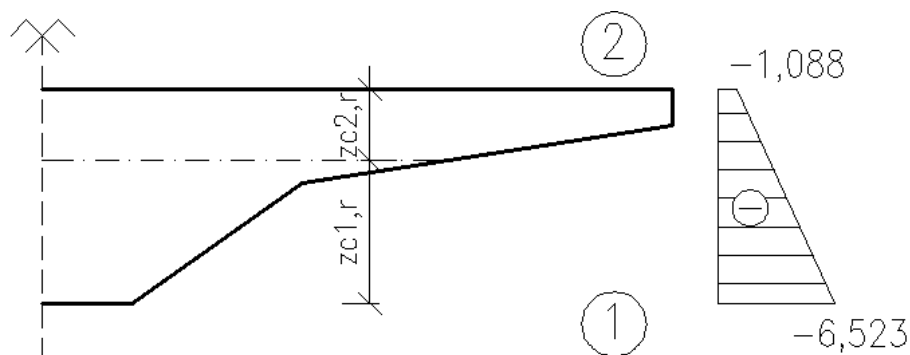
#### 9.1.1 NAPĚTÍ V POLOVINĚ ROZPĚTÍ

##### 9.1.1.1 NAPĚTÍ V ČASE $t_0$ :

Při předpínání konstrukce nesmí dojít na horních vláknech k potrhání nosníku vlivem tahových napětí od předpínání a u dolních vláken nesmí dojít k tlakovému porušení betonu.

$$\sigma_{c1} = -6,523 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -1,088 \text{ MPa}$$



Obrázek 30: Průběh napětí v průřezu po předepnutí

Podmínky pro splnění napětí po předepnutí v čase  $t_0$ :

$$\sigma_{c1} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\leq 0,45 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c1} = -6,523 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$< 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje a lineární dotvarování konstrukce je splněno

$$\sigma_{c2} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c2} = -1,088 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

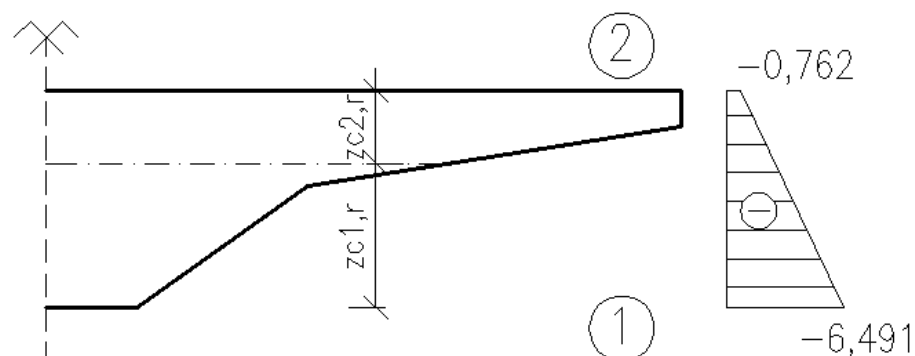
### 9.1.1.2 NAPĚTÍ V ČASE $t_\infty$

**Letní období**

**Kvazistálá kombinace**

$$\sigma_{c1} = -6,491 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -0,762 \text{ MPa}$$



Obrázek 31: Průběh napětí po průřezu od kvazistálé kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro kvazistálou kombinaci v čase  $t_\infty$



$$\sigma_{c1} \leq 0,45 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c1} = -6,491 \text{ MPa} < 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c2} = -0,762 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

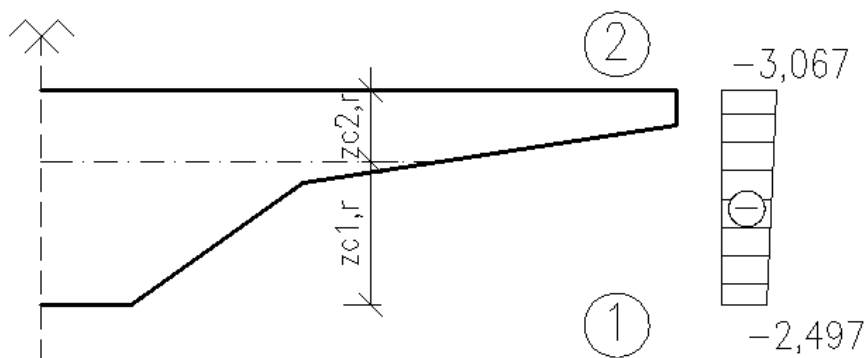
Vyhovuje

### Charakteristická kombinace

Pro charakteristickou kombinaci je nutné ověřit tahová napětí u spodního líce nosníku vlivem zatížení od dopravy.

$$\sigma_{c1} = -2,497 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -3,067 \text{ MPa}$$



Obrázek 32: Průběh napětí po průřezu od charakteristické kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro charakteristickou kombinaci v čase  $t_\infty$

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c1} = -2,497 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

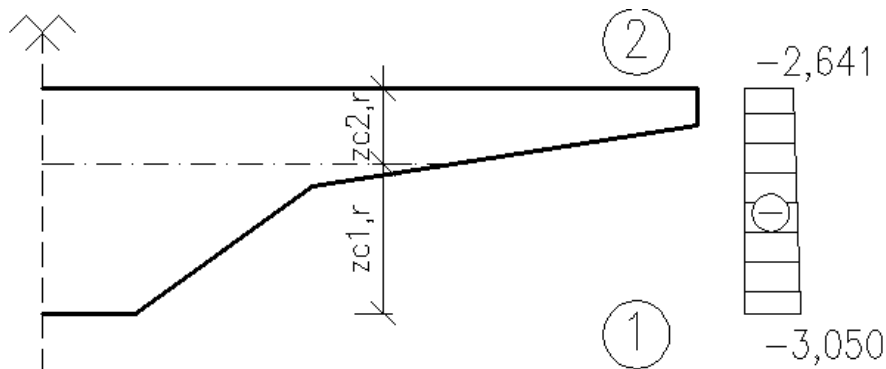
$$\sigma_{c2} = -3,067 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

### Častá kombinace

$$\sigma_{c1} = -3,050 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -2,641 \text{ MPa}$$



Obrázek 33: Průběh napětí po průřezu od časté kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro častou kombinaci v čase  $t_{\infty}$

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c1} = -3,050 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c2} = -2,641 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

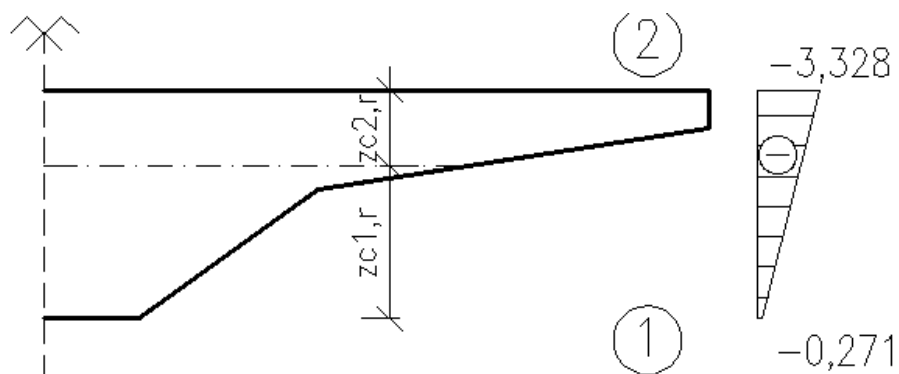
Vyhovuje

### Zimní období

#### Kvazistálá kombinace

$$\sigma_{c1} = -0,271 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -3,828 \text{ MPa}$$



Obrázek 34: Průběh napětí po průřezu od kvazistálé kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro kvazistálou kombinaci v čase  $t_{\infty}$

$$\sigma_{c1} \leq 0,45 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c1} = -0,271 \text{ MPa} < 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c2} = -3,828 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

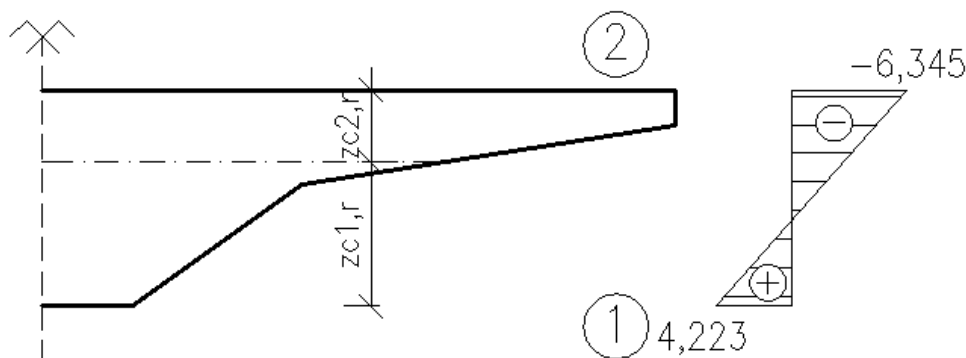
Vyhovuje

### Charakteristická kombinace

Při charakteristické kombinaci došlo k překročení pevnosti betonu v tahu a vznikla trhлина, která byla dále posouzena na omezení její šířky.

$$\sigma_{c1} = 4,223 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -6,345 \text{ MPa}$$



Obrázek 35: Průběh napětí po průřezu od charakteristické kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro charakteristickou kombinaci v čase  $t_\infty$

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c1} = 4,223 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Nevyhovuje – vzniknou trhliny

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c2} = -6,345 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

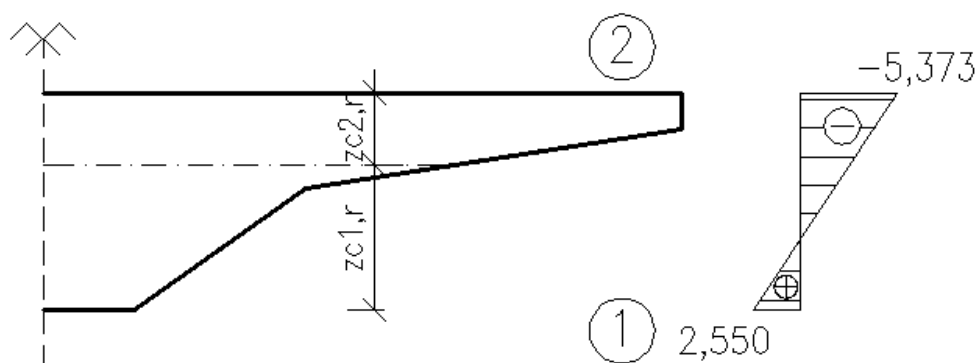
### Častá kombinace

$$\sigma_{c1} = \frac{N_{Ek,\psi1}}{A_{cr}} + \frac{M_{Ek,\psi1}}{I_{c,r}} \times z_{c1,r} = \frac{-11774,60}{4,31} + \frac{2659,33}{0,4028} \times 0,80$$

$$\sigma_{c1} = 2,550 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N_{Ek,\psi1}}{A_{cr}} + \frac{M_{Ek,\psi1}}{I_{c,r}} \times z_{c2,r} = \sigma_{c2} = \frac{-11774,60}{4,31} + \frac{2659,33}{0,4028} \times (-0,40)$$

$$\sigma_{c2} = -5,373 \text{ MPa}$$



Obrázek 36: Průběh napětí po průřezu od časté kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro častou kombinaci v čase  $t_\infty$

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c1} = 2,550 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c2} = -5,373 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

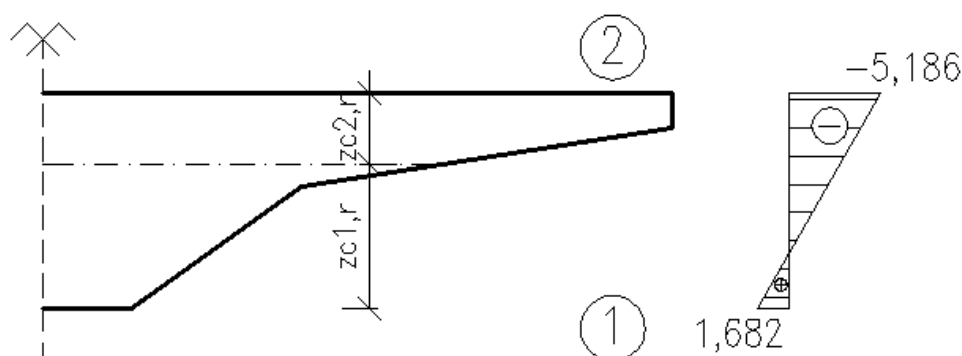
Vyhovuje

## 9.1.2 OMEZENÍ NAPĚTÍ V RÁMOVÉM KOUTĚ

### 9.1.2.1 NAPĚTÍ V ČASE $t_0$ :

$$\sigma_{c1} = 1,682 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -5,186 \text{ MPa}$$



Obrázek 37: Průběh napětí po průřezu po předepnutí

Podmínky pro splnění napětí po předepnutí v čase  $t_0$

$$\sigma_{c1} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\leq 0,45 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c1} = 1,682 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c1} = 1,682 \text{ MPa} < 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje a lineární dotvarování konstrukce je splněno.

$$\sigma_{c2} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c2} = -5,186 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

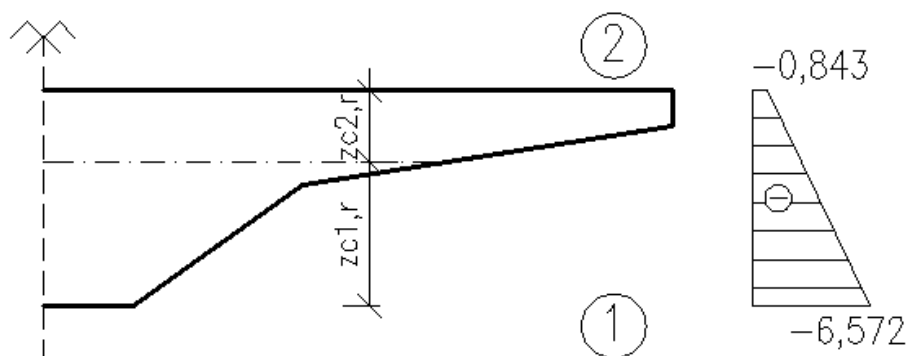
### 9.1.2.2 NAPĚTÍ V ČASE $t_{\infty}$

**Letní období**

**Kvazistálá kombinace**

$$\sigma_{c1} = -6,572 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -0,843 \text{ MPa}$$



Obrázek 38: Průběh napětí po průřezu od kvazistálé kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro kvazistálou kombinaci v čase  $t_{\infty}$

$$\sigma_{c1} \leq 0,45 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c1} = -6,572 \text{ MPa} < 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq f_{ct,eff}$$

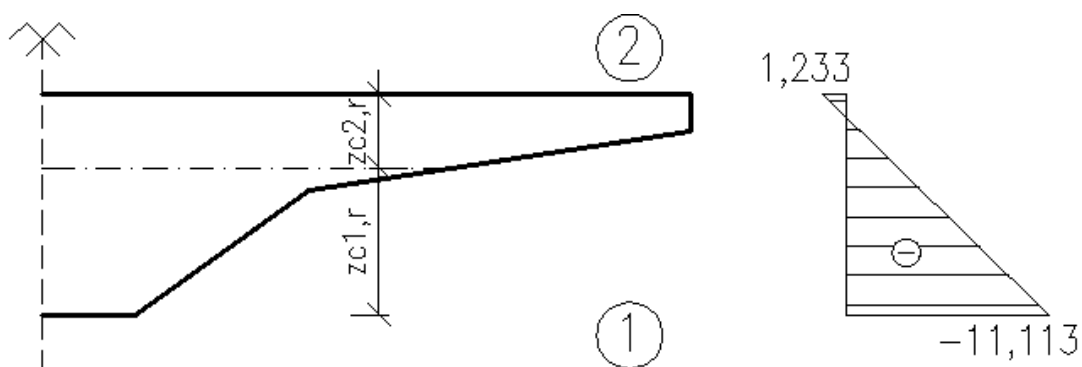
$$\sigma_{c2} = -0,843 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

**Charakteristická kombinace**

$$\sigma_{c1} = -11,133 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = 1,233 \text{ MPa}$$



Obrázek 39: Průběh napětí po průřezu od charakteristické kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro charakteristickou kombinaci v čase  $t_\infty$

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c1} = -11,113 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

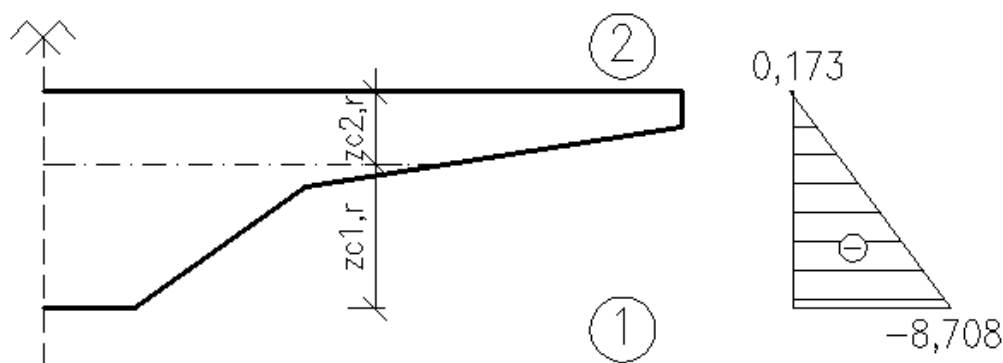
$$\sigma_{c2} = 1,233 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

### Častá kombinace

$$\sigma_{c1} = -8,708 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = 0,173 \text{ MPa}$$



Obrázek 40: Průběh napětí po průřezu od časté kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro častou kombinaci v čase  $t_\infty$

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c1} = -8,708 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c2} = 0,173 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

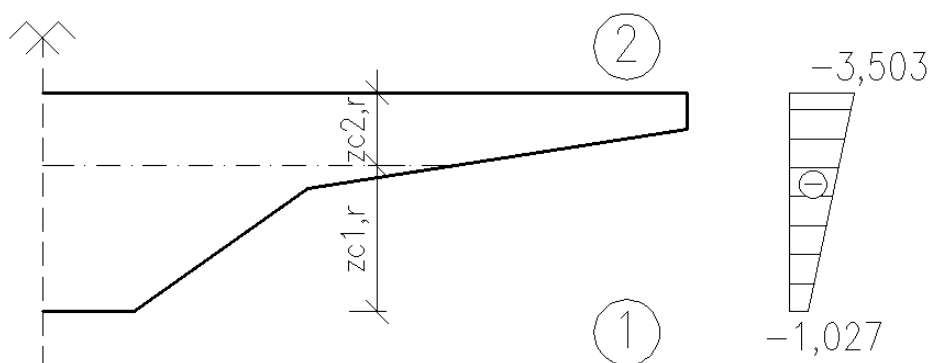
Vyhovuje

### Zimní období

#### Kvazistálá kombinace

$$\sigma_{c1} = -1,027 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -3,503 \text{ MPa}$$



Obrázek 41: Průběh napětí po průřezu od kvazistálé kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro kvazistálou kombinaci v čase  $t_\infty$

$$\sigma_{c1} \leq 0,45 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c1} = -1,027 \text{ MPa} < 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq f_{ct,eff}$$

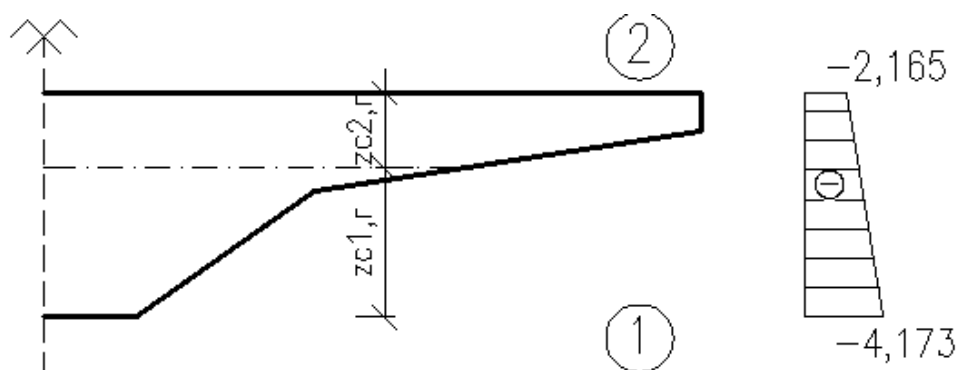
$$\sigma_{c2} = -3,503 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

#### Charakteristická kombinace

$$\sigma_{c1} = -4,173 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -2,165 \text{ MPa}$$



Obrázek 42: Průběh napětí po průřezu od charakteristické kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro charakteristickou kombinaci v čase  $t_\infty$

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c1} = -4,173 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

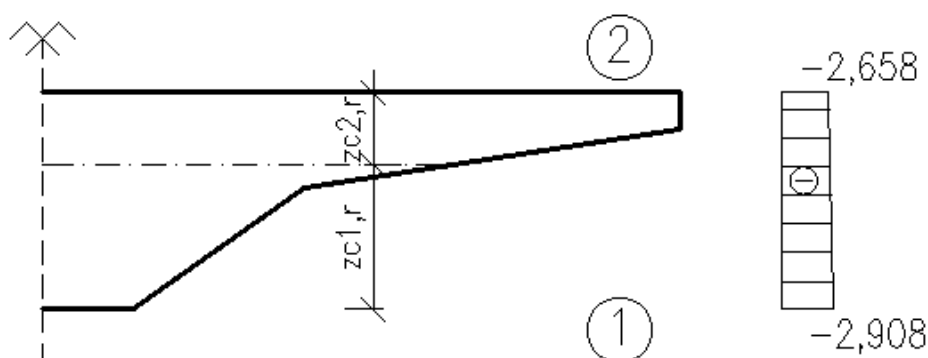
$$\sigma_{c2} = -2,165 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

### Častá kombinace

$$\sigma_{c1} = -2,908 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -2,658 \text{ MPa}$$



Obrázek 43: Průběh napětí po průřezu od časté kombinace

Podmínky pro splnění napětí pro častou kombinaci v čase  $t_\infty$

$$\sigma_{c1} \leq f_{ct,eff}$$

$$\sigma_{c1} = -2,908 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa}$$

Vyhovuje



$$\sigma_{c2} \leq 0,6 \times f_{ck}$$

$$\sigma_{c2} = -2,658 \text{ MPa} < 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

## 9.2 OMEZENÍ NAPĚTÍ V PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽI

Napětí ve výztuži včetně zahrnutých ztrát předpětí pro čas  $t_0$  při předpínání konstrukce a v čase životnosti konstrukce  $t_\infty$ .

### 9.2.1 ČAS $t_0$ :

$$\sigma_{pmt0} \leq 0,75 \times f_{pk}$$

$$\sigma_{pmt0} = 1309,089 \text{ MPa} < 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

### 9.2.2 ČAS $t_\infty$ :

$$\sigma_{pmt\infty} \leq 0,75 \times f_{pk}$$

$$\sigma_{pmt\infty} = 1167,485 \text{ MPa} < 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Vyhovuje

## 9.3 OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLINY

Pro prvky předpjaté soudržnou výztuží a pro stupeň vlivu prostředí XC4 je pro častou kombinaci zatížení doporučená hodnota šířky trhliny  $w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$  a pro kvazistálou kombinaci musí být splněna dekomprese.

Trhlina vznikla při charakteristické kombinaci v zimním období v polovině rozpětí nosné konstrukce.

### 9.3.1 ODHAD ŠÍŘKY TRHLINY PODLE PRUŽNOSTI

Šířka trhliny bude určena podle Hookova zákona pomocí ideálních průřezových charakteristik na neoslabeném průřezu.

Součinitel $\alpha_e$ :	5,91
Ideální plocha betonu $A_i$ :	4,5184 m <sup>2</sup>
Poloha neutrální osy $x_i$ :	0,430 m
Ideální moment setrvačnosti $I_i$ :	0,49184 m <sup>4</sup>
Napětí ve výztuži $\sigma_s$ :	20514,97 kPa

Vzdálenost třmínků: 0,3 m

Šířka tlíny

$$w_k = \frac{\sigma_s \cdot s}{E_s}$$

$$w_k = \frac{20514,97 \times 0,3}{200 \times 10^6}$$

$$w_k = \mathbf{0,031 \text{ mm}}$$

### 9.3.2 VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY DLE ČSN EN 1992-1-1

#### 9.3.2.1 Kvazistálá kombinace

Pro kvazistálou kombinaci a pro stupeň vlivu prostředí XC4 musí být splněna dekomprese.

##### Letní období

$$\sigma_{c1} = -6,491 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -0,762 \text{ MPa}$$

Průřez je 100 mm od předpínací výztuže tlačén – podmínka je splněna.

##### Zimní období

$$\sigma_{c1} = -0,271 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -3,828 \text{ MPa}$$

Průřez je 100 mm od předpínací výztuže tlačén – podmínka je splněna.

#### 9.3.2.2 ČASTÁ KOMBINACE

Součinitel zohledňující účinky normálových sil $k_1$ :	1,5
Průměrná hodnota napětí v betonu $\sigma_c$ :	9,812 MPa
Součinitel zohledňující rozdělení napětí v průřezu $k_c$ :	0,352
Maximální upravený průměr prutu $\phi_s$ :	32 mm
Napětí ve výztuži $\sigma_s$ :	128,89 Mpa
Minimální plocha betonářské výztuže $A_{s,min}$ :	$19,87 \times 10^{-4}$

#### Výpočet šířky trhlin

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(1200 - 1122); \frac{1200-813,783}{3}; \frac{1200}{2} \right\}$$

$$h_{c,eff} = \min \{195; 128,74; 600\}$$

$$h_{c,eff} = 128,74 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \times b$$

$$A_{c,eff} = 0,12874 \times 1$$

$$A_{c,eff} = 0,12874 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s,t}}{A_{c,eff}}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{21,99 \times 10^{-4}}{0,12874}$$

$$\rho_{p,eff} = 0,017$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{1}{E_s} \times \left[ \sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff}) \right] \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{1}{200 \times 10^6} \times \left[ |-4232,76| - 0,6 \times \frac{2900}{0,017} * (1 + 6,06 \times 0,017) \right] \geq 0,6 \times \frac{|-4232,76|}{200 \times 10^6}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = |-5,4332 \times 10^{-4}| \geq 1,2698 \times 10^{-5}$$

Vyhovuje

$$w_k = s_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \leq w_{max}$$

$$w_k = 174,69 \times 5,4332 \times 10^{-4}$$

$$w_k = 0,095 \text{ mm} < w_{max} = 0,2 \text{ mm}$$

Vyhovuje

### Maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = k_3 \times \left( \frac{25}{c} \right)^{\frac{2}{3}} + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\phi_s}{\rho_{p,eff}} \leq 5 \left( c + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$s_{r,max} = 3,4 \times \left( \frac{25}{0,068} \right)^{\frac{2}{3}} + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times \frac{0,020}{0,017} \leq 5 \left( 68 + \frac{20}{2} \right)$$

$$s_{r,max} = 174,69 \text{ mm} \leq 390 \text{ mm}$$

Vyhovuje

## 9.4 OMEZENÍ PŘETVOŘENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

V mezním stavu omezení přetvoření je vypočten průhyb od předepnutí nosné konstrukce a jeho průhyby během životnosti a krátkodobým nahodilým zatížením působí na nosnou konstrukci. Většina hodnot průhybů jsou opsána z softwaru Rfem 5.01.

### 9.4.1 PRUŽNÉ PRŮHYBY

**Vlastní tíha  $g_{0k}$**

$$v_{st,g0} = 15,4 \text{ mm}$$

**Ostatní stálé zatížení**

$$v_{st,g1} = 5,6 \text{ mm}$$

**Proměnné zatížení charakteristická kombinace**

$$v_{st,q} = 10,1 \text{ mm}$$

**Podmínka průhybu pro proměnné zatížení**

$$v_{st,q} \leq \frac{L}{600}$$

$$v_{st,q} \leq \frac{25000}{600}$$

$$v_{st,q} = 10,1 \text{ mm} < 41,70 \text{ mm}$$

Vyhovuje

**Účinek od předpětí**

1)  $P_0$

$$v_{st,P0} = -21,8 \text{ mm}$$

**$P^*$**

$$P^* = P_0 - \frac{3}{4} \times (P_0 - P_\infty) = 12959,982 - \frac{3}{4} \times (12959,982 - 11558,104)$$

$$P^* = 11908,574 \text{ kN}$$

$$v_{st,P^*} = -20,0 \text{ mm}$$

### 9.4.2 NEPRUŽNÉ DEFORMACE

$$v_{lt,g0} = v_{st,g0} \times \varphi(t, t_0) = 15,4 \times 1,680$$

$$v_{lt,g0} = 25,872 \text{ mm}$$

$$v_{lt,g1} = v_{st,g1} \times \varphi(t, t_g) = 5,6 \times 1,483$$

$$v_{lt,g1} = 8,305 \text{ mm}$$

$$v_{lt,P^*} = v_{st,P^*} \times \varphi(t, t_\infty) = -20,0 \times 1,680$$

$$v_{lt,P} = -33,6 \text{ mm}$$

### Průhyb v čase $t_0$

$$v_{(t_0)} = v_{st,g0} + v_{st,P0} = 15,4 + (-21,8)$$

$$v_{(t_0)} = -6,4 \text{ mm}$$

### Průhyb v čase $t_g$

Průhyb v čase  $t_g$  bude vynechán, pouze odhadem naznačen.

### Průhyb v čase $t_\infty$

$$v_{(t_\infty)} = v_{st,g0} + v_{lt,g0} + v_{st,g1} + v_{lt,g1} + v_{st,P0} + v_{lt,P}$$

$$v_{(t_\infty)} = 15,4 + 25,872 + 5,6 + 8,305 + (-21,8) + (-33,6)$$

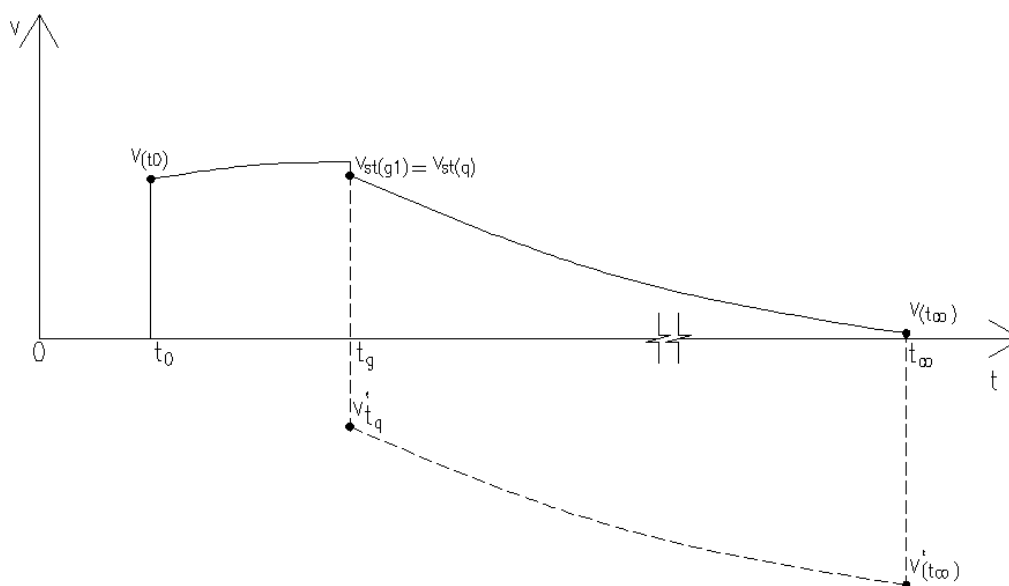
$$v_{(t_\infty)} = -0,2 \text{ mm}$$

### Průhyb při nahodilém zatížení

$$v'_{(t_\infty)} = v_{(t_\infty)} + v_{st,q} = -0,2 + 10,1$$

$$v'_{(t_\infty)} = -0,2 + 10,1$$

$$v'_{(t_\infty)} = 9,9 \text{ mm}$$



Obrázek 44: Průběh průhybů nosné konstrukce během životnosti

## 10 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI – OHYB

Kombinace pro mezní stav únosnosti byly sestaveny a vypočteny v programu Rfem 5.01 podle kombinačních rovnic.

6.10a

$$M_{Ed} = \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

6.10b

$$M_{Ed} = \xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Tabulka 9: Kombinace pro mezní stav únosnosti

Kombinační rovnice	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
6.10a	1626,350	10883,100
6.10b	1592,820	10646,100

Pozn.: Hodnoty v tabulce jsou uvedeny bez předpětí.

Návrhová pevnost předpínací výztuže v tahu:

$$f_{pd} = 1426,09 \text{ MPa}$$

Poměrné přetvoření předpínací výztuže:

$$\varepsilon_{fpd} = 0,0073 = 7,3 \text{ ‰}$$

Napětí v betonu:

$$\sigma_{c,p} = 4,542 \text{ MPa}$$

Základní napětí:

$$\sigma_{p,t}^0 = 1174,499 \text{ MPa}$$

Základní přetvoření:

$$\varepsilon_p^0 = 6,02 \text{ ‰}$$

Zbytkové napětí:

$$\Delta\sigma_p = 251,591 \text{ MPa}$$

Dimenzační moment:

$$M_{Ed} = 10883,1 \text{ kNm}$$

Dimenzační normálová síla:

$$N_{Ed} = 1626,350$$

Návrhový moment od předpínací síly:

$$M_{pd} = -5135,54 \text{ kNm}$$

$$M_{Fd} = M_{Fdg} + M_{pd} = 10883,1 + (-5135,54)$$

$$M_{Fd} = 5747,56 \text{ kNm}$$

### Výslednice sil v předpínací výztuži

$$\Delta F_p = \Delta\sigma_p \times A_p = 251,591 \times 9900$$

$$\Delta F_p = 2490,751 \text{ kN}$$

### Výpočet tlačené oblasti betonu

Silová podmínka rovnováhy

$$N_{Fdg} + P + \Delta F_p = F_{cc}$$

$$A_{cc} = \frac{NF_{dg} + P + \Delta F_p}{f_{cd}} = \frac{1626350 + 10546400 + 2490751}{18}$$

$$A_{cc} = 826008,5 \text{ mm}^2$$

$$x_c = \frac{A_{cc}}{b} = \frac{826008,5}{7050}$$

$$x_c = 117,164 \text{ mm}$$

$$x = \frac{x_c}{\lambda} = \frac{117,164}{0,8}$$

$$x = 146,455 \text{ mm}$$

#### Výpočet neutrální osy $x_{bal}$

$$x_{bal} = \frac{d}{\varepsilon_{cu3} + \Delta \varepsilon_p} \times \varepsilon_{cu3} = \frac{1072}{3,5 + 1,36} \times 3,5$$

$$x_{bal} = 784,937 \text{ mm} > x = 146,455 \text{ mm}$$

Vyhovuje a výztuž bude plně využita

#### Výpočet momentu únosnosti

$$M_{Rd,p} = F_{cc} \times z_c + \Delta F_p \times z_p$$

$$M_{Rd,p} = ((x_c \times b) \times f_{cd}) \times z_c + (\Delta \sigma_p \times A_p) \times z_p$$

$$M_{Rd,p} = ((117,164 \times 7050) \times 18) \times 345,418 + (251,591 \times 9900) \times 672$$

$$M_{Rd,p} = 6809,498 \text{ kNm}$$

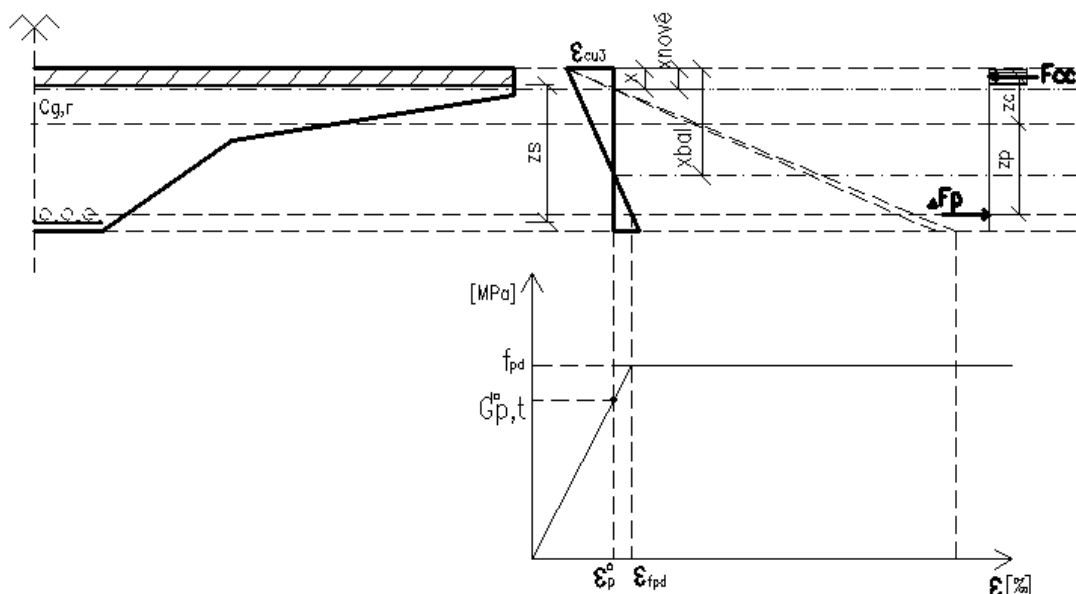
#### Posouzení

$$M_{Rdp} > M_{Fd}$$

$$M_{Rdp} = 6809,498 \text{ kNm} > M_{Fd} = 5747,56 \text{ kNm}$$

Vyhovuje

Betonářská výztuž bude navržena podle konstrukčních zásad, kde bylo navrženo 7 prutů  $\phi 20$   $A_{s,t} = 21,99 \times 10^{-4} \text{ m}^2$



Obrázek 45: Pracovní diagram předpínací výztuže

## 11 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI - SMYK

Maximální posouvající síla vznikla při postavení zatěžovacího modelu LM1 blízko rámovému koutu. Vzhledem k parabolickému průběhu kabelu se projeví vliv předpětí na snížení posouvající síly od vnějšího zatížení po celé délce hlavní nosné konstrukce.

### 11.1 VÝPOČET KRITICKÉHO MÍSTA BEZ/S TRHLINOU

Tabulka 10: Vnitřní síly pro určení kritického místa

řez	Předpětí		Vnitřní síly	
	$N_p$ [kN]	$M_p$ [kNm]	$N_{Fk}$ [kN]	$M_{Fk}$ [kNm]
Rámový kout	10647,400	5940,820	1492,320	-6761,540
1/8L	10497,373	1109,820	1436,432	-441,460
$x = 4,862$	10513,915	-986,692	1411,001	2301,244
1/4L	10524,199	2364,185	1394,869	4274,736
3/8L	10540,814	4440,434	1367,882	7401,118
1/2L	10546,403	5135,542	1356,297	8809,017

Podmínka:

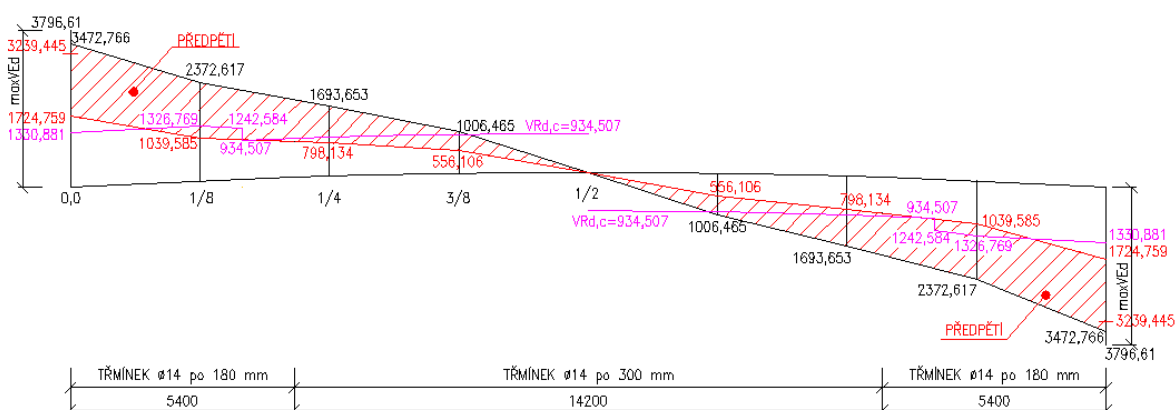
$$\sigma_{ctg} < f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = 1,333 \text{ MPa}$$



Tabulka 11: Pevnost betonu ve smyku v jednotlivých řezech

Řez	$\sigma_{1ctd}$	$\sigma_{2ctd}$	$V_{Rd,c}$
	MPa	MPa	kN
Rámový kout	-9,226	0,269	1330,881
1/8L	-1,865	-3,396	1326,769
x=4,862	1,333	-4,985	1242,584
1/4L	3,887	-6,262	934,507
3/8L	8,151	-8,387	934,507
1/2L	10,548	-9,582	934,507



Obrázek 46: Průběh posouvajících sil

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed} = 4806,444 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 934,507 \text{ kN}$$

Nutno navrhnout smykovou výztuž

Byly navrženy třmínky  $\phi 14$  8 stříhů  $A_{sw} = 12,32 \times 10^{-4} \text{ m}^2$  po 0,18 m.

### Vliv kroucení vlivem excentricity zatížení

Přírůstek posouvající síly vlivem excentricity zatížení (kroucení) bude zahrnuto pouze ve zvětšení profilů třmínků. Na rozvržení třmínků vzhledem k tuhosti konstrukce v příčnicích na kroucení nebude mít vliv.

Podrobný výpočet viz příloha P3. Statický výpočet

## 12 KOTEVNÍ OBLAST

Při návrhu a posuzování kotevní oblasti byly použity kotvy FREYSSINET 13C15. Při výpočtu nevyhověla podmínka soustředného tlaku, a tudíž bude pevnost garantovat výrobce. Z tohoto důvodu se dále postupovalo podle technického listu výrobce a byla dle doporučení navržena výztuž pod kotvou formou spirála  **$\phi 14$  mm o 8 závitoch.**

Oblast u povrchu byla vyztužena  **$2 \times \phi 16$ .** Globální oblast byla vyztužena

**$12 \times$  sedmistřížnými mřížemi  $\phi 12$  mm.**

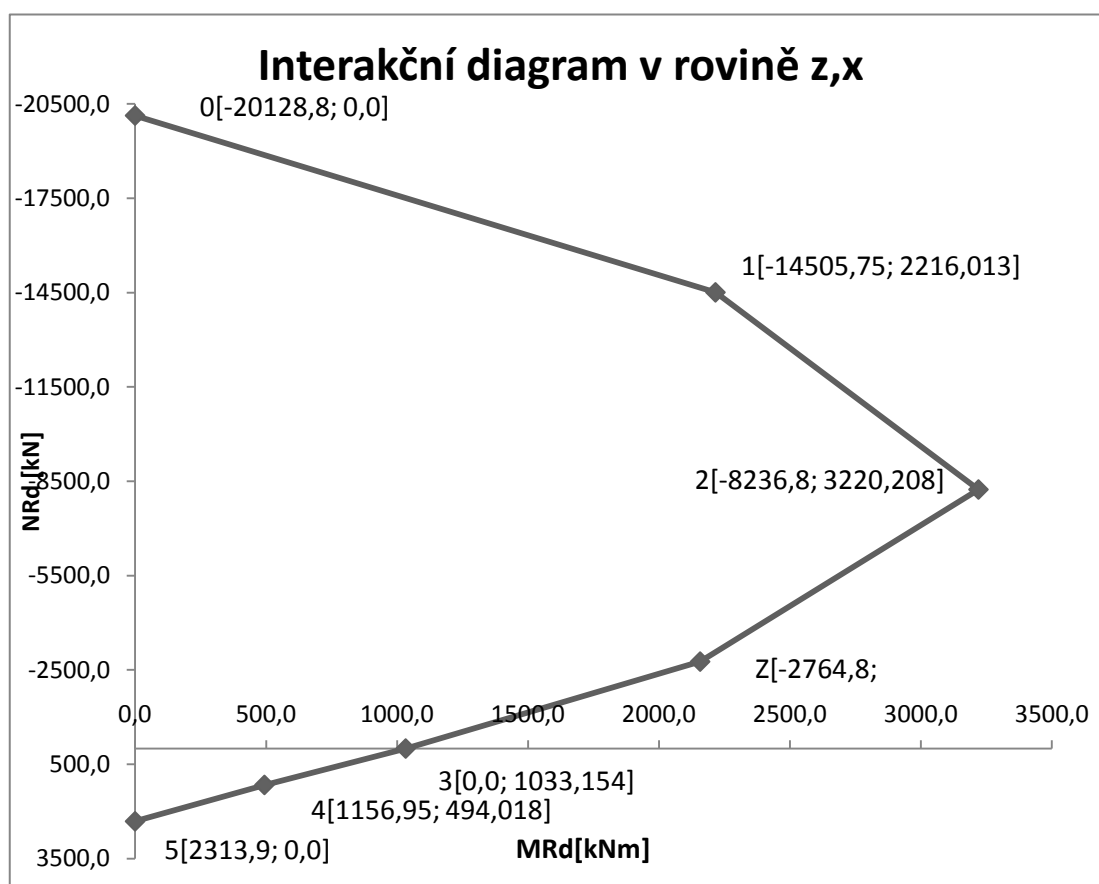
Podrobný výpočet je uveden v příloze P3. Statický výpočet.

## 13 ŽELEZOBETONOVÁ STĚNA

Železobetonová stěna byla vypočtena na 1 bm podle souboru STR/GEO, kdy veškeré zatížení bude na mostě a na nosné stěny bude působit pouze tlakové napětí od zeminy. Stěna byla vypočtena pomocí interakčního diagramu.

Návrh nosné výztuže nosné stěny

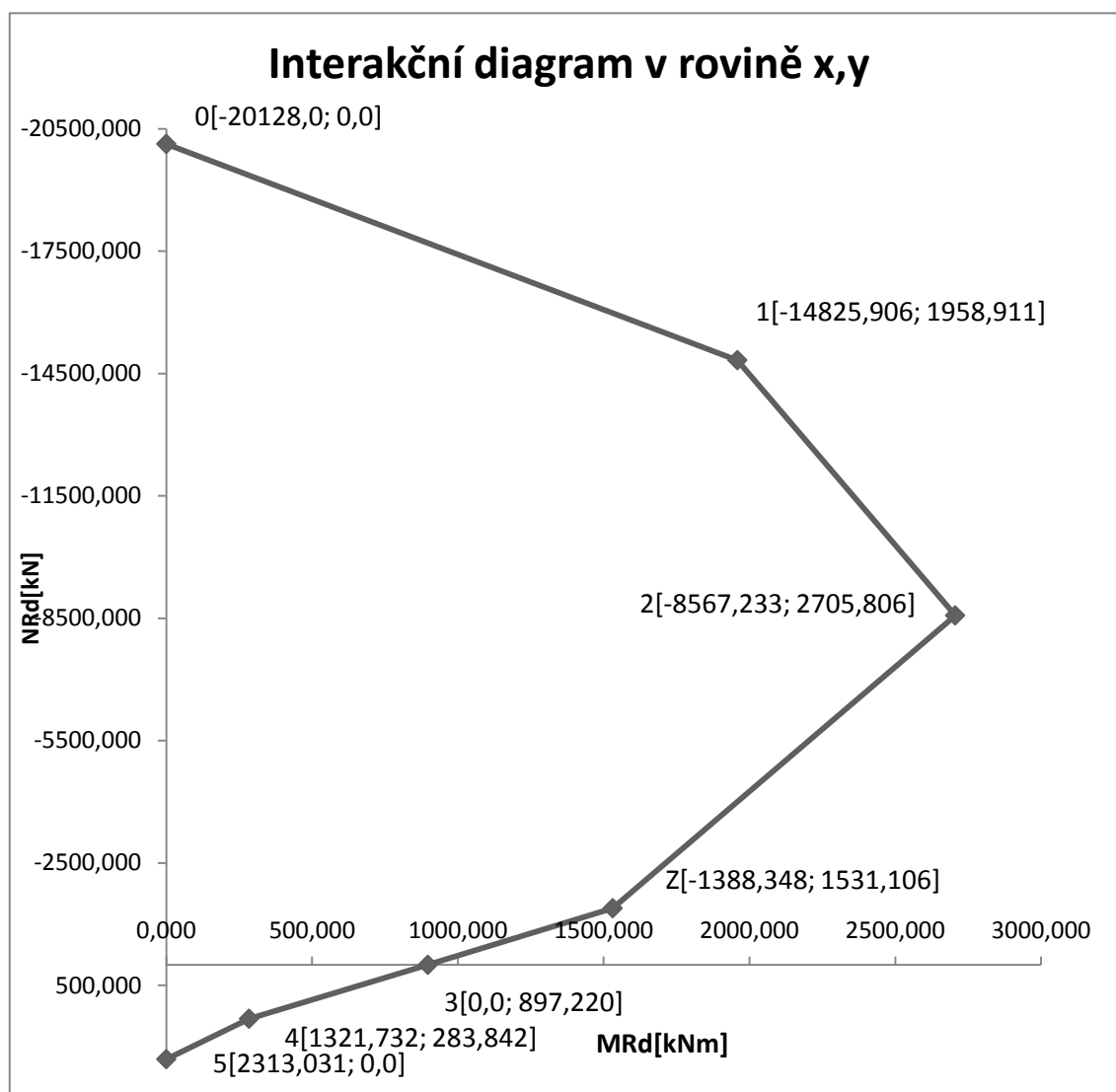
$\phi 22 \text{ á } 150 \text{ mm } A_{s,t} = 26,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$



Obrázek 47: Interakční diagram v rovině z,x

Tabulka 12: Zatížení nosné stěny

		$N_{Ed}[\text{kN}]$	$M_{Ed}[\text{kNm}]$
Hlava	Letní období	376,845	1142,755
	Zimní období	384,915	457,030
Pata	Letní období	465,543	523,921
	Zimní období	473,613	141,117



Obrázek 48: Interakční diagram v rovině x,y

Tabulka 13: Zatížení nosné stěny

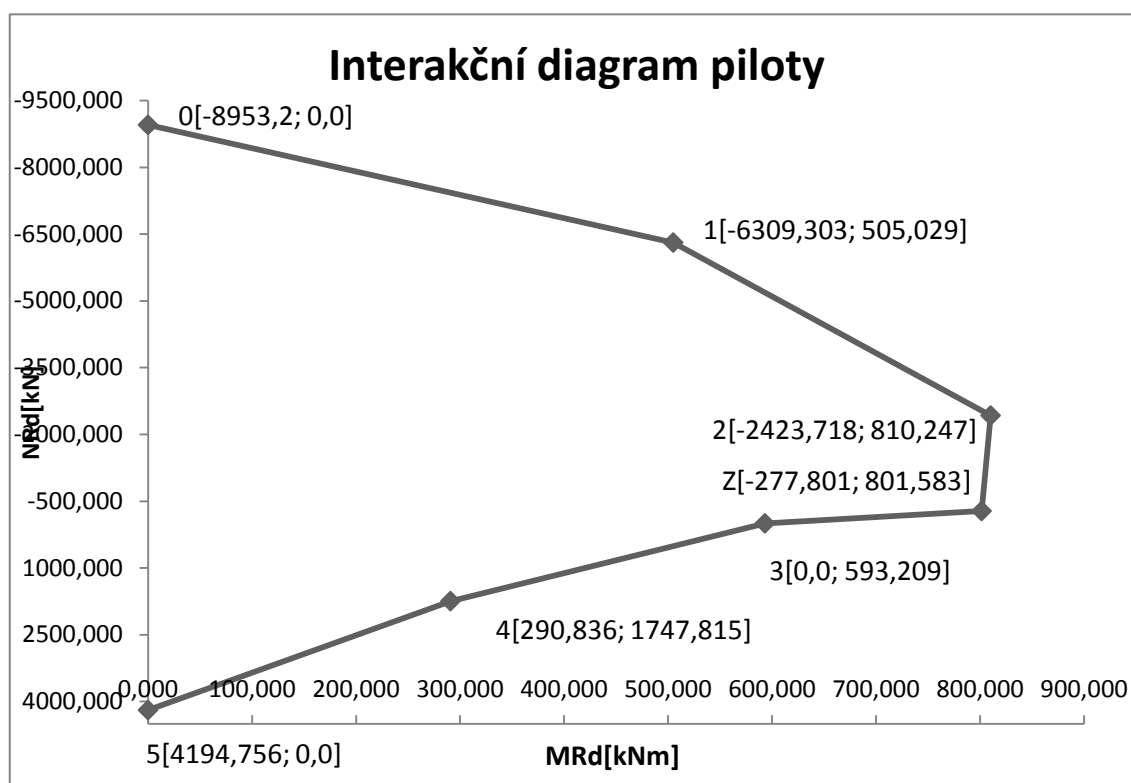
		$N_{Ed}[\text{kN}]$	$M_{Ed}[\text{kNm}]$
Hlava	Letní období	376,845	-46,581
	Zimní období	384,915	-52,406
Pata	Letní období	465,543	-44,414
	Zimní období	473,613	-50,191

Podrobný výpočet železobetonových stěn viz příloha P3. Statický výpočet.

## 14 VÝPOČET PILOT

Piloty byly vypočteny stejně jako železobetonové stěny pomocí interakčního diagramu.

Navrženo 12 prutů  $\phi 32$   $A_s = 96,48 \times 10^{-4} \text{ m}^2$



Obrázek 49: Interakční diagram piloty

Tabulka 14: Zatížení piloty

		$N_{Ed}[\text{kN}]$	$M_{Ed}[\text{kNm}]$
Hlava	Letní období	656,388	738,580
	Zimní období	667,828	199,150
Pata	Letní období	770,976	-248,092
	Zimní období	782,416	-67,841

Podrobný výpočet pilot viz příloha P3. Statický výpočet.

## 15 MOSTNÍ KŘÍDLA

Křídla budou provedena jako dilatovaná od nosné konstrukce. Výpočet dilatovaných mostních křídel je stejný jako výpočet tížních opěr. Podrobný výpočet křídel viz příloha P3. Statický výpočet.

## 16 ZÁVĚR

Úkolem této práce byl návrh mostního objektu vůči stávajícímu málo únosnému objektu přemostňující vodní tok řeky Úpy. Ze čtyř vypracovaných variant byla vybrána jednotrámová rámová předpjatá konstrukce. Cíl práce byl návrh a posouzení konstrukce na mezní stav použitelnosti a mezní stav únosnosti. Mostní konstrukce byla zatížena dopravou podle sestavy zatížení grla s modelem zatížení LM1 a chodci, mimořádně zatížení bylo uvažováno samostatně dle ČSN EN 1992-2. Do zatížení bylo zahrnuto i zatížení teplotou dle ČSN EN 1991-1-5 a větrem dle ČSN EN 1991-1-4. Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci byl použit software Rfem 5.01. Pro kontrolu správnosti výpočtu softwaru byl proveden ruční výpočet jednoho zatěžovacího stavu pomocí metody třímomentových rovnic. Statický výpočet nosné konstrukce byl celý proveden ručně. Předpínací síla byla navržena pro vyrovnání vlastní tíhy a složek ostatního stálého zatížení (římasy, vozovka, zábradlí). Ztráty předpětí byly spočítány ručně dle ČSN EN 1992-1-1. V podmínkách omezení napětí konstrukce nevyhověla na charakteristickou kombinaci, která byla v důsledku vzniku trhliny spočítána a posouzena šířka trhliny zjednodušeně podle pružnosti z Hookova zákona a podle EC. V ostatních podmínkách pro omezení napětí konstrukce vyhověla. V mezním stavu únosnosti konstrukce vyhověla v podélném směru na únosnost v ohybu jen s pomocí předpínací výztuže a betonářská výztuž byla navržena pouze konstrukčně s přepočtem únosnosti při zahrnutí betonářské výztuže. Na smyk nosná konstrukce nevyhověla, a proto byla navržena smyková výztuž v podobě třmínků. Kotevní oblast byla posouzena podle technických listů dané výrobcem a dle ČSN EN 1992-2.

V práci byly zanedbány brzdné, rozjezdové, odstředivé a jiné příčné síly a zatížení sněhem.

Přílohou práce je výkresová dokumentace obsahující dispoziční výkresy mostu a výkresy předpínací a betonářské výztuže zpracované v programu AutoCAD. Pomocí programu Rhinoceros byla vytvořena 3D vizualizace mostu.



## 17 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

ČSN EN 1991-1. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Zatížení větrem. Praha: Český normalizační institut, 2007.

ČSN EN 1991-1. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Zatížení teplotou. Praha: Český normalizační institut, 2005.

ČSN EN 1991-2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005.

ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2005.

ČSN EN 1992-2. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty. Praha: Český normalizační institut, 2007.

ČSN 73 6201. Projektování mostních objektů. Praha: Český normalizační institut, 2008

PANÁČEK, J., BETONOVÉ MOSTY I – SPODNÍ STAVBA A PŘÍSLUŠENTVÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ, Brno, 2006

NEČAS, R., BL12 – Betonové mosty. Přednášky [online]. 2014 [cit. 2017-05-21]. Dostupné z <http://www.necasradim.cz/BL12/prednasky/TISK%2002%20-%20Zatizeni%20mostu%20EN.pdf>

M-konstrukce s.r.o. [online]. [cit.2017-05-21]. Dostupné z: <http://www.m-konstrukce.cz/kovovyroba/>

Technická specifikace předpínacích systémů Freyssinet. Katalog [online]. [cit. 2017-05-21]. Dostupné z: [http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci\\_system\\_freyssinet.pdf](http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf)

# 18 SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ

## 18.1 LATINSKÁ PÍSMENA

symbol	význam	jednotka
$A_c$	plocha betonového průřezu	$m^2$
$A_{c,r}$	oslabená plocha betonového průřezu	$m^2$
$A_i$	ideální plocha betonového průřezu	$m^2$
$A_{p1}$	průřezová plocha 1 předpínacího lana	$mm^2$
$A_p$	průřezová plocha předpínací výztuže	$m^2$
$A_{p,req}$	nutná průřezová plocha předpínací výztuže	$m^2$
$A_s$	průřezová plocha betonářské výztuže	$m^2$
$A_{s,req}$	nutná průřezová plocha betonářské výztuže	$m^2$
$A_{s,min}$	minimální průřezová plocha betonářské výztuže	$m^2$
$A_{sw}$	průřezová plocha smykové výztuže	$m^2$
$E_{cm}$	sečnový modul pružnosti betonu	MPa
$E_p$	modulu pružnosti předpínací výztuže	MPa
$E_s$	modulu pružnosti betonářské výztuže	MPa
$F_d$	návrhová hodnota zatížení	kN
$I$	moment setrvačnosti průřezu	$m^4$
$I_{c,r}$	oslabený moment setrvačnosti průřezu	$m^4$
$I_i$	ideální moment setrvačnosti průřezu	$m^4$
$M_{Ek,i}$	charakteristická hodnota maximálního momentu i-té kombinace zatížení	kNm
$M_{Ed,i}$	návrhová hodnota maximálního momentu i-té kombinace zatížení	kNm
$M_{Rd}$	únosnost průřezu v ohybu	kNm
$N_{Ek,i}$	charakteristická hodnota normálové síly i-té kombinace zatížení	kN
$N_{Ed,i}$	návrhová hodnota normálové síly i-té kombinace zatížení	kN
$N_{Rd}$	únosnost průřezu v tlaku	kN
$P$	předpínací síla	kN
$P_{m,0}$	předpínací síla v čase $t_0$	kN
$P_{m,\infty}$	předpínací síla v čase $t_\infty$	kN
$Q_{ik}$	charakteristická hodnota soustředěného zatížení od nápravy v pruhu i	kN
$q_{ik}$	charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení od dopravy v pruhu i	$kN/m^2$

$V_{Ed}$	návrhová posouvající síla	kN
$V_{Rd,c}$	únosnost betonového prvku bez smykové výztuže	kN
$V_{Rd,s}$	únosnost smykové výztuže	kN
$F_{cc}$	výslednice sil v tlačené oblasti betonu	kN
$F_s$	výslednice sil v tažené betonářské výztuži	kN
$f_{ck}$	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	MPa
$f_{cd}$	návrhová pevnost betonu v tlaku	MPa
$f_{ctm}$	pevnosti betonu v dostředném tahu	MPa
$f_{pk}$	charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu	MPa
$f_{yk}$	charakteristická mez kluzu betonářské výztuže	MPa
$f_{yd}$	návrhová mez kluzu betonářské výztuže	MPa
$f_{ywd}$	návrhová mez kluzu betonářské smykové výztuže	MPa
$t_0$	stáří betonu v okamžiku zatížení	dny
$t_\infty$	staří betonu v čase životnosti	dny
$x$	vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje	m
$z_1$	vzdálenost od těžiště průřezu ke spodnímu okraji průřezu	m
$z_2$	vzdálenost od těžiště průřezu k hornímu okraji průřezu	m
$z_{cc}$	rameno vnitřních sil výslednice tlačené oblasti betonu	m
$z_p$	rameno vnitřních sil výslednice předpínací výztuže	m

## 18.2ŘECKÁ PÍSMENA

$\alpha_{Qi}$	regulační součinitel soustředěného zatížení v pruhu i	-
$\alpha_{qi}$	regulační součinitel rovnoměrného zatížení v pruhu i	-
$\gamma_c$	dílčí součinitel betonu	-
$\gamma_P$	dílčí součinitel zatížení od předpětí P	-
$\Delta F_p$	tlaková rezerva v předpínací výztuži	kN
$\Delta \sigma_p$	tlaková rezerva v předpínací výztuži	MPa
$\sigma_{p0}$	základní napětí v předpínací výztuži	MPa
$\sigma_p$	napětí v předpínací výztuži	MPa
$\sigma_{c1}$	napětí v dolních vláknech průřezu	MPa
$\sigma_{c2}$	napětí v horních vláknech průřezu	MPa
$\varepsilon_{cu}$	mezní poměrné stlačení betonu	‰
$\theta$	nezámýšlená úhlová změna	rad
$\lambda$	štíhlostí poměr, redukční součinitel	-
$\mu$	součinitel tření předpínací vložky o stěny kanálků	-
$\phi$	průměr prutu betonářské výztuže nebo kanálku předpínací vložky	mm

## 19 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Stávající mostní objekt .....	12
Obrázek 2: Održení krycí vrstvy betonu .....	12
Obrázek 3: Koroze výztuže a degradace betonu .....	13
Obrázek 4: Studie 1 - Pohled na nosnou konstrukci .....	14
Obrázek 5: Studie 1 - Šířkové uspořádání nosné konstrukce .....	14
Obrázek 6: Studie 2 - Pohled na nosnou konstrukci mostu .....	15
Obrázek 7: Studie 2 - Šířkové uspořádání mostu .....	15
Obrázek 8: Studie 3 - Pohled na nosnou konstrukci .....	16
Obrázek 9: Studie 3 - Šířkové uspořádání mostu .....	16
Obrázek 10: Studie 3 - Podélný řez mostu .....	17
Obrázek 11: Studie 4 - Pohled na nosnou konstrukci .....	17
Obrázek 12: Studie 4 - Šířkové uspořádání mostu .....	18
Obrázek 13: Uspořádání římsy .....	20
Obrázek 14: Prutový model mostu .....	21
Obrázek 15: Zjednodušený příčný řez pro výpočet vnitřních sil .....	21
Obrázek 16: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů .....	22
Obrázek 17: Umístění dvojnápravy do zatěžovaného pruhu .....	23
Obrázek 18: Umístění dvojnápravy v podélném směru pro vyvození nejnepríznivějšího účinku .....	24
Obrázek 19: Umístění rovnoměrného zatížení v příčném směru .....	24
Obrázek 20: Zatížení chodci .....	24
Obrázek 21: Směry zatížení větrem na mostech [zdroj ČSN EN 1991-1-4] .....	26
Obrázek 22: Referenční plochy $A_{ref,x}$ [zdroj ČSN EN 1991-1-4] .....	26
Obrázek 23: Průběh zemních tlaků na železobetonové stěně .....	27
Obrázek 24: Průběh zemních tlaků na železobetonové stěně včetně dopravy .....	28
Obrázek 25: <i>Schéma průběhu kabelu hlavní nosnou konstrukcí</i> .....	32
Obrázek 26: Průběh ohybových momentů od vlastní tíhy a ostaního stálého zatížení .....	32
Obrázek 27: Průběh ohybových momentů od předpětí .....	33
Obrázek 28: Průběh ohybových momentů po vyrovnání účinků zatížení .....	33
Obrázek 29: Schéma uspořádání kotev v příčniku .....	35
Obrázek 30: Průběh napětí v průřezu po předepnutí .....	40
Obrázek 31: Průběh napětí po průřezu od kvazistálé kombinace .....	40
Obrázek 32: Průběh napětí po průřezu od charakteristické kombinace .....	41
Obrázek 33: Průběh napětí po průřezu od časté kombinace .....	42
Obrázek 34: Průběh napětí po průřezu od kvazistálé kombinace .....	42
Obrázek 35: Průběh napětí po průřezu od charakteristické kombinace .....	43
Obrázek 36: Průběh napětí po průřezu od časté kombinace .....	44
Obrázek 37: Průběh napětí po průřezu po předepnutí .....	44
Obrázek 38: Průběh napětí po průřezu od kvazistálé kombinace .....	45
Obrázek 39: Průběh napětí po průřezu od charakteristické kombinace .....	46

Obrázek 40: Průběh napětí po průřezu od časté kombinace .....	46
Obrázek 41: Průběh napětí po průřezu od kvazistálé kombinace .....	47
Obrázek 42: Průběh napětí po průřezu od charakteristické kombinace .....	48
Obrázek 43: Průběh napětí po průřezu od časté kombinace .....	48
Obrázek 44: Průběh průhybů nosné konstrukce během životnosti .....	53
Obrázek 45: Pracovní diagram předpínací výztuže.....	56
Obrázek 46: Průběh posouvajících sil.....	57
Obrázek 47: Interakční diagram v rovině z,x.....	59
Obrázek 48: Interakční diagram v rovině x,y.....	60
Obrázek 49: Interakční diagram piloty .....	62

## 20 SEZNAM TABULEK

<i>Tabulka 1: Regulační součinitele <math>\alpha</math> pro ČR pro 2. skupinu pozemních komunikací dle ČSN EN 1991-2 .....</i>	<i>23</i>
<i>Tabulka 2: Charakteristické hodnoty TS a UDL včetně dynamického součinitele dle ČSN EN 1991-2 .....</i>	<i>23</i>
<i>Tabulka 3: Vnitřní síly nosné konstrukce v jednotlivých zatěžovacích stavech .....</i>	<i>29</i>
<i>Tabulka 4: Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti .....</i>	<i>30</i>
<i>Tabulka 5: Kombinace pro mezní stav únosnosti.....</i>	<i>31</i>
<i>Tabulka 6: Porovnání ztrát vypočtených a předpokládaných.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabulka 7: Porovnání ztrát vypočtených a předpokládaných.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabulka 8: Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti .....</i>	<i>39</i>
<i>Tabulka 9: Kombinace pro mezní stav únosnosti.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabulka 10: Vnitřní síly pro určení kritického místa .....</i>	<i>56</i>
<i>Tabulka 11: Pevnost betonu ve smyku v jednotlivých řezech.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabulka 12: Zatížení nosné stěny .....</i>	<i>60</i>
<i>Tabulka 13: Zatížení nosné stěny .....</i>	<i>61</i>
<i>Tabulka 14: Zatížení piloty .....</i>	<i>62</i>

## 21 SEZNAM PŘÍLOH

### P1. Podklady, studie

P1.1 Studie 1	1:40
P1.2 Studie 2	1:40
P1.3 Studie 3	1:40
P1.4 Studie 4	1:40
P1.5 Použité podklady	

### P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P2.1 Půdorys mostu	1:100
P2.2 Podélný řez mostu	1:40
P2.3 Příčné řezy C-C;B-B	1:40
P2.4 Výkres předpínací výztuže	1:20
P2.5 Výkres betonářské výztuže – část A	1:20
P2.6 Výkres betonářské výztuže – část B	1:20

### P3. Statický výpočet

### P4. Vizualizace